

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et d'Hydraulique

THÈSE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE
DOCTORAT EN SCIENCES

Filière: Génie Civil

Présentée par

Adjabi Souhila

Intitulée

**Influence De Quelques Paramètres Sur le Comportement D'un Sol
Affaissable**

Soutenue le :

Devant le Jury composé de:

Mr : Guenfoud Mohamed	Pr	Univ. de Guelma	Président
Mr : Nouaouria M. Salah	Pr	Univ. de Guelma	Rapporteur
Mr : Messast Salah	Pr	Univ. de Skikda	Examineur
Mr : Ninouh Tarek	Pr	Univ. de Tebessa	Examineur
Mr : Bordjiba A. Elhak	Dr (MCA)	Univ. de Annaba	Examineur
Mlle: Benamara F. Zohra	Dr (MCA)	Univ. de Guelma	Examineur

Année Universitaire : 2021/2022.

**Si la Science existe c'est pour tenter
de comprendre la Création
Majestueuse d'Allah**

Dédicace

Je dédie ce travail:

A lame de mon père

À la perle de mon cœur ma très chère mère que Dieu la garde

À mon mari que dieu le protège

À mes enfants la joie de ma vie

À ma famille

À mes frères et sœurs

À mes amies

À tous ceux qui me sont chers

Remerciement

Je souhaite remercier chaleureusement mon encadrant Pr Nouaouria Mohamed Salah pour son innombrables conseils, idées et indéfectible soutien. Je tiens également à remercier les membres de jury, pour leur participation à ma soutenance de thèse et pour la qualité des échanges que nous avons pu avoir. Je remercie aussi mes enseignants chacun à son nom et plus précisément Pr. Nafa. Sans oublier les collègues doctorants, chercheurs, permanents et techniciens du laboratoire LGCH Guelma (Dr. Gherdaoui, Dr. Djebablah, Khabati W, Dr. Boukour), avec qui tant de bons moments ont été partagés. Un remerciement spécial à ma petite mère et amie Fatiha et sa famille à mes amies : Fatiha, Ghania, Amira, Nadia, Assia, Nassima, Mounira, Sabrina, Saliha, Lamia, Rima, Assma, Farida, Khaira.....pour leurs encouragements. Un grand merci à ma mère et ma sœur pour leurs soutiens et leurs prières accordées au cours de ces nombreuses années d'études. Je remercie également toute ma famille mes frères et sœurs et leurs familles. Et enfin, je souhaite profondément remercier mon cher mari et mes joies de vie : ma fille unique Hala, mon fils et très cher ami Ahmed Yacine et Mon poussin Abd Elrahmane pour leurs inconditionnels soutient, sacrifices et patiences au cours de cette longues duré d'étude, et pour m'avoir notamment motivé et soutenu, chacun à leur manière. Merci à tous ceux qui m'ont soutenue.

Table des matières	
<i>Dédicace</i>	II
<i>Remerciement</i>	III
<i>Liste des Figures</i>	VI
<i>Liste des tableaux</i>	VIII
<i>Listes des abréviations et symboles</i>	IX
<i>Résumé</i>	XI
<i>Abstract</i>	XII
<i>المُلخَص</i>	XIII
<i>Introduction Générale</i>	1
<i>Introduction générale</i>	2
<i>Chapitre 1 : Les sols affaissables</i>	4
1 <i>Introduction</i>	5
2 <i>Les sols non saturé</i>	5
2.1 <i>Définition</i>	5
2.2 <i>Les Argiles</i>	6
2.3 <i>Les Minéraux Argileux</i>	6
2.3.1 <i>Couche tétraédrique</i>	7
2.3.2 <i>Couche octaédrique</i>	8
2.3.3 <i>Liaison entre les couches tétraédriques et octaédriques</i>	9
2.3.4 <i>Les kaolinites</i>	10
2.3.5 <i>Les illites</i>	11
2.3.6 <i>Les smectites</i>	12
2.3.7 <i>le chlorite</i>	13
2.4 <i>Capacité d'échange cationique</i>	13
3 <i>Affaissement des sols</i>	14
3.1 <i>Définition</i>	14
3.2 <i>Mécanisme d'affaissement</i>	16
3.4 <i>Type des sols affaissables</i>	19
3.4.1 <i>Les sols construits par l'homme (compacté)</i>	20
3.4.2 <i>Les sols naturellement déposés</i>	20
3.4.4 <i>Dépôts sédimentés</i>	21
3.4.4.1 <i>Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau</i>	21
4 <i>Conclusion</i>	23
<i>Chapitre 2 : Procédure de traitement des sols affaissable</i>	24
1 <i>Introduction</i>	25
2 <i>Les techniques de traitement</i>	25
2.1 <i>Traitement par pré chargement</i>	25
2.2 <i>Traitement par substitution</i>	25
2.3 <i>Traitement par colonne ballastée</i>	26
2.4 <i>Traitement par compactage</i>	27
2.4.1 <i>Traitement par hydrocompactage</i>	27
2.4.2 <i>Densification par compactage</i>	27
2.5 <i>Renforcement par fibres</i>	29
2.6 <i>Traitement chimique</i>	30
3 <i>Conclusion</i>	33
<i>Chapitre 3 : Programme expérimental et déroulement d'essais</i>	34
1 <i>Introduction</i>	35
2 <i>Matériaux, Equipement</i>	36

2.1	<i>Matériaux</i>	36
2.1.1	<i>Le sol</i>	36
2.1.2	<i>Matériaux de traitement</i>	39
2.2	<i>Equipement</i>	45
2.2.1	<i>Appareil de compactage</i>	45
3	<i>Essais</i>	46
3.1	<i>Essai à l'œdomètre</i>	46
3.2	<i>Essai de cisaillement à la boîte</i>	48
3.3	<i>Essai à l'appareil Triaxial</i>	50
3.4	<i>Programme d'essai</i>	51
3.5	<i>Microscope Electronique à Balayage (MEB)</i>	55
4	<i>Conclusion</i>	55
<i>Chapitre 4 : Résultats et discussions</i>		56
1	<i>Introduction</i>	57
2	<i>Influence de teneur en argile sur le CP</i>	57
3	<i>Influence de la taille des particules de sable sur CP</i>	58
4	<i>Sol traité avec fibres</i>	59
4.1	<i>Influence de la teneur en polyéthylène et de sisal</i>	59
4.2	<i>Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement (CP)</i>	62
4.3	<i>Effet de la teneur en ciment sur le Potentiel de d'affaissement (PC)</i>	63
4.4	<i>Effet de la combinaison de trois méthodes de traitement sur le potentiel d'affaissement</i>	65
4.5	<i>L'analyse microstructurale</i>	66
4.6	<i>Essai de la résistance au cisaillement</i>	69
5	<i>Traitement avec COC et LGBF</i>	73
5.1	<i>Essais à l'œdomètre</i>	73
5.1.1	<i>Influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'affaissement (CP) à différentes énergies de compactage</i>	73
5.1.2	<i>Influence de la teneur en traitement sur le potentiel d'affaissement</i>	75
5.1.3	<i>Influence de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement CP</i>	76
5.2	<i>Essais triaxiaux</i>	77
5.2.1	<i>Effet du traitement sur le comportement du sol affaissable</i>	77
5.3	<i>Analyse microstructurale</i>	82
6	<i>Conclusion</i>	84
<i>Conclusion générale et perspectives</i>		85
<i>CONCLUSION GENERALE</i>		86
<i>Références Bibliographique</i>		88

Liste des Figures

Figure 1. Squelette d'un sol non saturé	6
Figure 2. Structure géométrique d'un tétraèdre https://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Mol%C3%A9cule_t%C3%A9tra%C3%A9drique/1314136	8
Figure 3. Structure géométrique d'un Octaèdre https://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Mol%C3%A9cule_octa%C3%A9drique/1314138	8
Figure 4. La liaison entre les couches tétraédrique et Octaédrique.....	10
Figure 5. Structures géométrique de la Kaolinite (d'après https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/)	10
Figure 6. Structures géométrique de l'illite (d'après https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/)	11
Figure 7. Structures géométrique de smectite (d'après https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/)	12
Figure 8. Structures géométrique de chlorite (d'après https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/)	13
Figure 9. Quelques exemples d'affaissement des sols.....	15
Figure10. Structure chargée avant et après inondation (d'après Casagrande 1932).	16
Figure 11. Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).	20
Figure 12. Traitement du sol par colonne ballasté.....	26
Figure 13. Le compactage dynamique.....	28
Figure 14. Technique de vibrocompactage.....	28
Figure 15. Courbe de distribution granulométrique du sable.....	36
Figure 16. Courbe de distribution granulométrique de la kaolinite.....	37
Figure 17. Kaolinite.....	38
Figure 18. Courbe de l'analyse granulométrique du sol reconstitué	38
Figure 19. Microscope électronique à balayage d'un échantillon de sable argileux	39
Figure 20. Matériau utilisé pour le traitement du sol (bouteille en polyéthylène)	41
Figure 21. Fibres de sisal utilisées pour le renforcement du sol.....	42
Figure 22. Fibres de polyéthylène utilisées pour le renforcement du sol	42
Figure 23. Fibres de sisal utilisées pour le renforcement du sol.....	43
Figure 24. Transformation de la microstructure de la coquille d'œuf : a) avant calcination, b) après calcination.....	44
Figure 25. L'appareil de compactage	46
Figure 26. Appareil de l'œdomètre.....	47
Figure 27. Courbe œdométrique typique d'un sol affaissable d'après Jennings et Knight (1975) ...	48
Figure 28. La boîte de cisaillement direct.....	49
Figure 29. Critère de Mohr-Coulomb.....	50
Figure 30. Cercle de Mohr du test Triaxial	51
Figure 31 . Appareil Microscope Electronique à Balayage (MEB).....	55
Figure 32 . Effet de la teneur en kaolin sur le potentiel d'affaissement.	57
Figure 33. Influence de la taille des grains solide du sable sur le potentiel d'affaissement.....	58
Figure 34. Le potentiel d'affaissement pour la taille 500µm.	59
Figure 35. Le potentiel d'affaissement pour le renforcement par fibre de sisal.	61
Figure 36. Effet du compactage sur le potentiel de collapse du sol renforcé par des fibres de polyéthylène et de sisal.....	63
Figure 37 . Effet de la teneur en ciment sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé par des fibres de polyéthylène et de sisal.....	64
Figure 38. Effet de la teneur en ciment et de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement.....	65

Figure 39. Micrographie électronique à balayage d'un échantillon de sable argileux montrant une structure ouverte de particules de sol.....	66
Figure 40. Micrographies SEM de : (a) : fibres de polyéthylène dans la matrice du sol, (b) : mélange de sable argileux et de ciment Portland artificiel (5 %) renforcé par des fibres de polyéthylène.	67
Figure 41. Micrographies SEM de : (a) Fibres de sisal dans la matrice du sol, (b) Mélange de sable argileux et de ciment Portland artificiel (5 %) renforcé par des fibres de sisal.....	68
Figure 42. Résistance au cisaillement du sol cimenté traité avec du polyéthylène et des fibres de sisal, (a). Avant mouillage, (b). Après mouillage.....	71
Figure 43. Lignes de Coulomb pour les échantillons traités.....	73
Figure 44. Echantillon après l'essai œdométrique	74
Figure 45. Influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'affaissement (CP).....	74
Figure 46. Effet de la teneur en stabilisateur sur le potentiel d'affaissement à différentes énergies de compactage.	75
Figure 47. Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement à différents teneurs en eau.....	77
Figure 48. Effet de la pression de confinement sur la contrainte de cisaillement des échantillons avec une teneur en traitement et une énergie de compactage variables.	79
Figure 49. Effet de la teneur en stabilisateur et de l'énergie de compactage sur la contrainte de déviateur - comportement de déformation axiale	80
Figure 50. Microanalyse aux rayons X dispersifs en énergie (EDM) du sol traité avec 15% de stabilisateur	81
Figure 51. Microscopie électronique à balayage (MEB) et microanalyse par rayons X dispersifs en énergie (EDM) de couches traitées (a, b) 3 coups/couche, (c, d) 60 coups/couche.....	83
Figure 52. Microscopie électronique à balayage (SEM) et microanalyse aux rayons X dispersifs en énergie (EDM) du sol traité avec 15% de stabilisant e, f) 3 coups/couche, g, h) 60 coups/couche.....	84

Liste des tableaux

<i>Tableau 1. Propriétés de la Kaolinite utilisée dans l'étude</i>	37
<i>Tableau 2. Composition chimique du sol reconstitué</i>	38
<i>Tableau 3. Propriétés géotechniques des différents sols</i>	39
<i>Tableau 4. Composition chimiques et minéralogiques du ciment utilisé (%)</i>	40
<i>Tableau 5. Caractéristiques physiques et mécaniques du ciment utilisé.</i>	40
<i>Tableau 6. Propriétés chimiques et physiques des additifs.</i>	45
<i>Tableau 7. Caractéristiques des sols reconstitués.</i>	51
<i>Tableau 8. Caractéristiques des sols reconstitués.</i>	52
<i>Tableau 9. Programme d'essai pour le renforcement avec fibre de polyéthylène et de sisal</i>	53
<i>Tableau 10. Différents additifs utilisés dans le sol traité</i>	54
<i>Tableau 11. Essai à l'œdomètre pour un sable de taille 500µm</i>	58
<i>Tableau 12. Potentiel d'affaissement en fonction du renforcement par fibre de</i>	60
<i>Tableau 13. Potentiel d'affaissement en fonction du renforcement par fibre de sisal</i>	61
<i>Tableau 14. Valeurs du potentiel d'affaissement selon Jennings et Knight(1975)[80]</i>	62
<i>Tableau 15. Effet du compactage sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé avec des fibres</i> ...	62
<i>Tableau 16. Effet de la teneur en ciment (APC) sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé avec des fibres</i>	64
<i>Tableau 17. Effet de nombre des coups sur le potentiel d'affaissement du sol traité avec des fibres de polyéthylène et APC</i>	65
<i>Tableau 18. Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du sol traité avec des fibres de sisal et de l'APC</i>	66
<i>Tableau 19. Valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement interne ϕ pour tous les essais de cisaillement.</i>	72
<i>Tableau 20. Paramètres de la résistance au cisaillement du sol traité</i>	78

Listes des abréviations et symboles

Al : Aluminium

C : cohésion (KPa)

Cc : Coefficient de courbure

Cu : Coefficient d'uniformité

CEC : La capacité d'échange cationique

CPA : Ciment Portland artificiel

Cp : Potentiel d'affaissement (%)

COC : Coquille d'œuf calciné

CAH : silicates de calcium alumineux hydratés — ou aluminates calcium silicate hydrates

CSH : silicate de calcium hydraté ou calcium silicate hydrates

DERX : diffusion d'énergie des rayons X

Ec : Energie de compactage (KJ/dm³)

Es : Equivalent de Sable, (%)

Δe_c : la variation de l'indice de vide du spécimen lors de l'inondation

e_o : l'indice de vide avant l'inondation. (%)

Gs : Densité spécifique,

IP : Indice de Plasticité (%)

Mg : Magnésium

Fe : Fer

F.PE : fibre de polyéthylène

F.S : Fibre de sisal

ΔH : la variation de la hauteur du spécimen lors de l'inondation (mm)

H_o : la hauteur initiale du spécimen, (mm)

K : Potassium

LGBF : Laitier granulé et broyé de haut fourneau

MEB : Microscopie électronique à balayage

O : Oxygène

OH : Hydroxyde

PE : Polyéthylène

UU : Essai triaxial non consolidés et non drainés

Si : silicium

SNT : Sol non traité

W : Teneur en eau (%)

Wl : imite de Liquidité (%)

Wp : Limite de Plasticité (%)

τ : Contrainte de cisaillement (KPa)

τ_{\max} : Contrainte de cisaillement maximale (KPa)

τ_{\min} : Contrainte de cisaillement minimale (KPa)

σ : Contrainte normale (KPa)

φ : Angle de frottement interne (°)

ρ_d : La masse volumique sèche (g/cm³)

Résumé

Les sols affaissables sont bien connus dans les zones arides et semi-arides et sont classés comme sols à problèmes. La nécessité d'exploiter ce type de sol en génie civil impose de trouver une solution à ce problème. En termes d'affaissement, nous comprenons la réduction soudaine du volume due à l'application de la charge et l'humidification. Dans de nombreux cas, l'affaissement conduit à la rupture des fondations et à l'affaissement de bâtiments complets en raison d'un affaissement irrégulier et excessif. Il découle de ce qui précède, qu'il est important de surveiller et d'évaluer les mécanismes d'affaissement des sols, les manifestations d'effondrement et d'affaissement de la surface et les changements dans les environnements géologiques et les dommages qu'ils subissent, de prévoir leurs effets temporels et spatiaux et de prendre des mesures pour minimiser ces effets à un niveau acceptable. Cependant, le traitement de ces sols affaissables nécessite la recherche de solutions efficaces et économiques, en utilisant les matériaux disponibles qui sont nuisibles à l'environnement. La détermination de l'affaissement se fait à l'aide d'essais de compressibilité à l'œdomètre. La boîte de cisaillement direct et l'appareil triaxial ont été utilisés pour étudier l'effet des additifs sur le potentiel d'affaissement. Pour réduire le potentiel d'affaissement, des fibres de polyéthylène, aussi bien que les fibres de sisal, ont été utilisées dans différentes proportions ; comme éléments de renforcement pour le sol affaissable avec des différentes teneurs en ciment (CPA) combinées avec la technique de compactage à différents coups par couche. En outre, un mélange de coquilles d'œufs calcinés et de laitier granulé et broyés de haut fourneau a été élaboré et ajouté au sol affaissable avec une certaine énergie de compactage pour obtenir un sol non affaissable. Enfin, une analyse par microscope électronique à balayage (MEB) combinée à la diffusion d'énergie des rayons X (DRX) pour voir les changements dans le squelette granulaire du sol traité. Donc, cette étude a tenu en compte la problématique du sol affaissable d'une manière économique et écologique.

***Mots clé :** Affaissement du sol, potentiel d'affaissement, énergie de compactage, résistance au cisaillement, triaxial*

Abstract

Collapsible soils are well known in arid and semi-arid areas and are classified as problematic soils. The need to exploit this type of soil in civil engineering requires finding a solution to this problem. In terms of collapse, we understand the sudden reduction in volume due to load application and increase in humidification. In many cases, collapse leads to foundation failure and the failure of entire buildings due to irregular and excessive collapse. It follows from the above, that it is important to survey and evaluate the mechanisms of soil collapse, the manifestation of collapse and settlement of the surface and the changes in the geological environments and the damage they undergo, to predict their temporal and spatial effects, to take measures to minimize these effects to an acceptable level. However, the treatment of these collapsible soils requires the search for effective and economical solutions, recycling the available materials that are harmful to the environment. The determination of the collapse is achieved by using the oedometer compressibility tests. The direct shear box and triaxial apparatus were used to study the effect of additives on the collapse potential. To reduce the collapse potential, polyethylene fibers, as well as sisal fibers, were used in different proportions; as reinforcing elements for the collapsible soil with different cement contents (CPA) combined with the compaction technique of different blows by layer. In addition, a mixture of calcined eggshells and granulated crushed blast furnace slag was developed and added to the collapsible soil with compaction energy to obtain a non-collapsible soil. Finally, an analysis by scanning electron microscopy (SEM) combined with X-ray energy diffraction (XRD) to observe the changes in the granular skeleton of the treated soil. Therefore, this study has taken into account the problem of the collapsible soil in an economical and ecological way.

Keywords: *collapsible soil, collapse potential, compaction energy, shear strength, triaxial.*

المُلخَص

التربة الإنهيارية معروفة جيدًا في المناطق الجافة وشبه الجافة، وتصنف على أنها تربة ذات مشاكل. تتطلب الحاجة لاستغلال هذا النوع من التربة في الهندسة المدنية إيجاد حل لهذه الظاهرة. من حيث الانهيار، نستخلص أن الانخفاض المفاجئ في الحجم بسبب زيادة الرطوبة والحمل. في كثير من الحالات يؤدي الانهيار إلى فشل الأساسات وانهيار مبانٍ بأكملها بسبب الهبوط غير المنتظم والمفرط ويترتب على ما سبق أنه من المهم مراقبة وتقييم آليات انهيار التربة ومظاهر الانهيار وهبوط السطح والتغيرات في البيئات الجيولوجية والأضرار التي تتعرض لها، والتنبؤ بآثارها الزمنية والمكانية واتخاذ التدابير لتقليل هذه الآثار إلى الحد الأدنى المقبول لذلك، فإن معالجة هذه الأراضيات الإنهيارية تتطلب البحث عن حلول فعالة واقتصادية، من خلال إعادة تدوير المواد المتاحة والمضرة بالبيئة. يتم تحديد الانهيار باستخدام اختبارات انضغاط التربة. تم تحديد قوة القص والتماسك وزاوية الاحتكاك الداخلي كدالة لمربع القص المباشر وثلاثي المحاور ولتقليل من كمون الانهيار، تم استخدام ألياف البولي إيثيلين، وكذلك ألياف السيزال، بنسب مختلفة؛ كعناصر تقوية للتربة الإنهيارية مع محتوى أسمتني (CPA) بنسب مختلفة مقترنة بتقنية الضغط بضربات معينة لكل طبقة. بالإضافة إلى ذلك، تم استحداث خليط من قشر البيض المكلس وخبث فرن الصهر المحبب والمطحون وإضافته إلى التربة القابلة للطي مع طاقة الضغط لتحقيق تربة غير انهيارية. أخيرًا، تحليل المسح المجهر الإلكتروني (SEM) إلى جانب تشتت الأشعة السينية (DRX) لمعرفة التغيرات في الهيكل الحبيبي للتربة المعالجة، وعليه فإن هذه الدراسة أخذت بعين الاعتبار مشكلة التربة القابلة للانهيار بطريقة اقتصادية وبيئية.

الكلمات المفتاحية: هبوط التربة، احتمال الهبوط، طاقة الضغط، قوة القص، ثلاثي المحاور

Introduction Générale

Introduction générale

Pour atteindre le développement durable, il faut trouver un équilibre entre les systèmes environnementaux, économiques, sociaux et technologiques et contribuer à la croissance maximale de ces systèmes. Les ingénieurs géotechniciens sont confrontés à un grand problème lorsque le site de construction contient un sol affaissable. Le sol affaissable est connu comme un sol à problème. Il présente une résistance considérable lorsqu'il est sec, alors qu'il perd sa résistance et subit un affaissement excessif lorsqu'il est chargé et inondé. L'inondation peut être provoquée par l'eau de surface courante, dans laquelle la quantité d'affaissement dépend de l'étendue de la zone humide et du degré de saturation atteint, ou par la remontée de la nappe phréatique, dans laquelle une saturation complète est prévue et par conséquent un affaissement maximal. La question est de savoir quelle sera la contribution de l'ingénierie géotechnique à la réduction de la pollution environnementale. L'objectif de ce travail est d'étudier l'efficacité de l'utilisation des déchets de laitier de haut fourneau et de coquilles d'œuf et de les exploiter pour résoudre des problèmes géotechniques tels que les affaissements de sol, et d'étudier également le comportement mécanique de ce sol traité, en tenant compte de la sécurité et de l'aspect économique d'une part et de l'aspect écologique d'autre part là où les matériaux disponibles ont été utilisés. Ainsi, le processus de recyclage de ces déchets au profit de génie civil et géotechnique, en tant que solution fiable, permet d'atteindre de nombreux objectifs en même temps que le traitement des affaissements du sol et l'amélioration de sa résistance pour le rendre apte à la construction. En plus de la protection de l'environnement contre la pollution, la consommation mondiale annuelle d'eau en bouteille a atteint des milliards de litres. Cela nécessite la production d'innombrables quantités de bouteilles, grandes et petites, qui sont généralement jetées dans la nature. Cet acte est nuisible à l'environnement. Seuls environ 20 % des bouteilles en plastique sont recyclées; 80 % finissent dans des décharges ou dans la nature. Les bouteilles en plastique ne commencent à se décomposer dans la nature qu'après des centaines d'années. Afin de réduire la quantité de bouteilles en plastique utilisées, nous entreprenons cette étude basée sur l'utilisation de ces bouteilles pour traiter le sol affaissable.

Cette thèse est répartie en deux parties une partie théorique sur les sols affaissables et une autre expérimentale concernant la méthodologie de traitement des sols affaissable par différents ajouts de produits de traitement. Cette thèse est répartie en quatre chapitres.

Le premier chapitre décrit les argiles, leur comportement leur composant et liaison par les interactions intergranulaires (entre les feuillets argileux). La notion des sols non saturés,

propriétés, et ses relations avec le phénomène d'affaissement ont été abordées. Une définition sur les sols affaissables ainsi qu'une description détaillée de mécanisme d'affaissement et les différents types des sols affaissables ont été donnés.

Le deuxième chapitre englobe une synthèse bibliographique concernant les différentes méthodes de traitement des sols affaissables, ainsi qu'une collection bibliographique sur les recherches qui ont été faites sur les matériaux de traitement de ces types des sols problème.

Le troisième chapitre est dédié à la présentation des matériaux utilisés dans la composition du sol, les ajouts utilisés dans le traitement (le polyéthylène, le sisal, le ciment portland artificiel (CPA), le laitier granulé, la coquille d'œuf calcinée, ainsi que les différents essais de caractérisations géotechniques. Ensuite une explication brève sur les essais utilisés pour étudier le comportement du sol traité tels que l'essai à l'œdomètre, l'essai à la boîte de cisaillement et l'essai triaxial.

Le quatrième chapitre présente l'analyse des résultats des essais pour le sol non traité et le sol traité tout en mettant le point sur l'évaluation de l'influence de compactage, de la teneur en eau et l'effet des produits de traitement sur le potentiel d'affaissement (CP). Pour mieux caractériser le sol en question, une analyse au microscope électronique à balayage (MEB) et une analyse par (DRX) ont été réalisées.

Ce travail est clôturé par une conclusion générale sur la stabilisation du sol affaissable traité, et quelques perspectives pour le travail future.

Chapitre 1 : Les sols affaissables

1 Introduction

La compréhension du comportement des sols non saturés a maintenant atteint un stade où ils devraient être considérés comme le cas général en géotechnique, les sols saturés étant un sous-ensemble spécial plus simple. Les développements en mécanique des sols ont jusqu'à ce jour concerné essentiellement les sols saturés. En effet, les travaux dans ce domaine ont surtout été réalisés dans les pays tempérés. Or, la nécessité de tenir en compte le comportement des sols non saturés se fait actuellement ressentir de façon particulière pour les ingénieurs géotechniciens du monde entier ainsi que les spécialistes de l'interaction sol-structure. Initialement, ce besoin a été mis en évidence dans les pays à climat aride ou semi-aride, où les phénomènes d'évaporation et de précipitations font varier de manière significative les profils de teneur en eau de la surface des massifs du sol, jusqu'à une profondeur caractéristique dite zone active. Selon la nature du sol, et dans le cas des sols fins, ces variations peuvent engendrer des désordres dus à des phénomènes tels que le gonflement des argiles, ou le collapse des limons. En zone tempérée, la mise en place de sols compactés, c'est le cas, par exemple, des remblais compactés, entraîne aussi des phénomènes de non-saturation, où les problèmes d'infiltration, de remontées capillaires et d'évaporation sont très importants, et peuvent se traduire par des gonflements ou des fissures. La compréhension du comportement des sols non saturés a maintenant atteint un stade où ils devraient être considérés comme le cas général en géotechnique. Il est donc nécessaire de bien comprendre les phénomènes de non-saturation, dont la principale caractéristique est le développement, au sein de la structure du sol, de ménisques capillaires produisant une valeur négative de la pression de l'eau, dite encore succion.

2 Les sols non saturé

2.1 Définition

Les sols non saturés sont constitués de trois éléments, un solide et deux fluides, qui, dans le contexte de la théorie des mélanges, sont considérés comme trois éléments continus indépendants qui se chevauchent. Les phases (solide (s), eau (w) et air (a)) représentent les constituants lorsqu'ils sont considérés comme une partie du mélange, également appelé milieu poreux. La phase solide est également appelée squelette solide. Chaque constituant, et chaque phase, est doté de sa propre cinématique, de sa masse et de sa quantité de mouvement (figure 1).

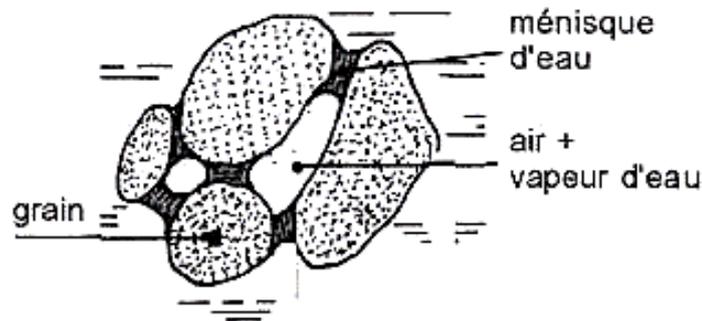


Figure 1. Squelette d'un sol non saturé

2.2 Les Argiles

L'argile est un terme général, il a deux sens dont l'un lié à la granulométrie des grains et l'autre à la minéralogie, la définition est dépendante de la discipline concernée. Elle désigne une roche sédimentaire détritique meuble, constituée principalement de minéraux argileux. Ces roches meubles participent à tous les phénomènes de la surface et jouent notamment un rôle important dans la circulation ou la rétention de l'eau, des hydrocarbures et des substances dissoutes. Les argiles sont souvent associées à la fraction inférieure à 2 micromètres. L'argile peut apparaître sous différentes formes de couleurs, du blanc au gris terne ou du brun au rouge orangé profond, selon le contenu du sol. Les suspensions colloïdales se forment lorsque les argiles sont immergées dans l'eau et la floculation se produit lorsqu'elles sont immergées dans de l'eau salée. Les argiles sont divisées en deux classes: Les argiles résiduelles sont formées par l'altération de surface, ils se trouvent dans le lieu d'origine. La deuxième classe est l'argile sédimentaire, qui est formé par le processus d'érosion, qui enlève les éléments de leur place d'origine et les dépose dans une nouvelle position distante. Comme les minéraux argileux sont le composant le plus important du sol, ils sont généralement des particules ultrafines ayant des particules de moins de 2 μm .

2.3 Les Minéraux Argileux

Les minéraux argileux, de taille nanométrique à micrométrique, sont invisibles à l'œil et à la loupe. Ils ne peuvent être observés que par diffraction des rayons X, microscopie électronique et microanalyse chimique, spectrométrie infrarouge ou par d'autres méthodes plus spécifiques. Ils sont des constituants importants du sol et se forment par altération diagénétique et hydrothermale des roches en présence d'eau [1]. Les minéraux argileux sont

connus sous le nom d'aluminosilicate hydraté ou de phyllosilicate d'aluminium hydraté (silicates en feuillets), se trouvant très fréquemment en fibres ultramicroscopiques ou en plaquettes, voire cryptocristallines de quelques micromètres. En raison de la charge électrique déséquilibrée à leur surface, les minéraux argileux agissent comme une "éponge chimique", ils ont donc la capacité de retenir l'eau et les nutriments végétaux dissous qui ont été érodés par d'autres minéraux[2]. Ils sont très nombreux et diffèrent essentiellement par leurs structures cristallines: kaolinite, illite, smectites (montmorillonite, nontronite, beidellite...), interstratifiés, vermiculite, attapulgite... La plupart des propriétés chimiques et physiques du sol, notamment la capacité de gonflement et de retrait, la capacité d'échange cationique, etc. sont dues à la présence de minéraux argileux dans le sol. Les minéraux argileux ressemblent à des micas en raison de leur composition chimique [3].

On y inclut parfois les variétés microcristallines de certains chlorites et de quelques micas. Selon leurs structures, Ils sont répartis en 3 familles :

- **Les minéraux argileux dits TO (1:1):** Ces éléments sont composés d'un feuillet (réseau cristallin) tétraédrique recouvrant une couche octaédrique. Selon la nature du feuillet octaédrique, on distingue les argiles TO à feuillet dioctaédrique (feuillet de type gibbsite) et les argiles TO à feuillet trioctaédrique (feuillet de type brucite).
- **Les minéraux argileux appelés TOT (2:1) :** Ils sont composés de deux feuillets tétraédriques encadrant un feuillet octaédrique. Comme pour les argiles TO, on distingue les argiles TOT à feuille dioctaédrique et les argiles TOT à feuille trioctaédrique.
- **Les minéraux argileux nommés TOTO (2:1:1):** Ils sont formés de deux feuillets tétraédriques encadrant une couche octaédrique, l'espace interfoliaire est rempli par un feuillet trioctaédrique (on parle de feuillet brucitique). Ce groupe est constitué par le grand groupe des chlorites. Elles sont également classées selon l'aspect dioctaédrique ou trioctaédrique du feuillet octaédrique (non interfoliaire).

Beaucoup des minéraux argileux se forment par altération d'autres silicates, comme les feldspaths, les amphiboles ou les pyroxènes .Les minéraux argileux sont tous constitués à partir d'un empilement de feuillets tétraédriques et octaédriques entrecoupés par un espace appelé espace interfoliaire :

2.3.1 Couche tétraédrique

La structure d'un tétraèdre est l'union de quatre triangles formant quatre têtes (atomes) d'oxygène (O^{2-}) ou d'hydroxyle (OH^-), et un atome de silicium (Si^{+4}) qui se positionne au

centre de cette structure. Comme l'indique la figure 2. Les atomes d'oxygène sont connus sous le nom d'oxygène basal qui connectent les paires de tous les tétraèdres ensemble dans un plan, alors que le quatrième atome d'oxygène reste libre et forme la liaison avec d'autres éléments polyédriques connus sous le nom d'oxygène apical. Les oxygènes apicaux sont tous dans un plan séparé et fournissent un lien entre les deux tétraèdres et la feuille octaédrique.

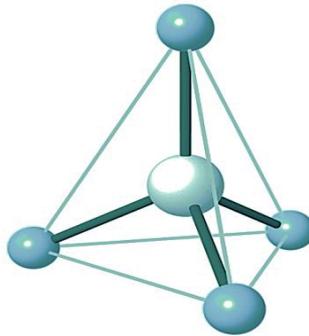


Figure 2. Structure géométrique d'un tétraèdre
https://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Molécule_tétraédrique/1314136

Comme chaque tétraèdre contient un seul oxygène apical, il lui permet de partager un coin avec un octaèdre dans le feuillet octaédrique. Les cations tétraédriques courants sont Si^{+4} , Al^{+3} et Fe^{+3} .

2.3.2 Couche octaédrique

Un octaèdre est l'union de huit triangles formant six têtes, ces têtes sont des atomes d'oxygène (O^{-2}) ou d'hydroxyle (OH^{-}), qui entoure un atome d'aluminium (Al^{+3}) ou de magnésium (Mg^{+2}) qui se positionne au centre de cette structure (figure 3).

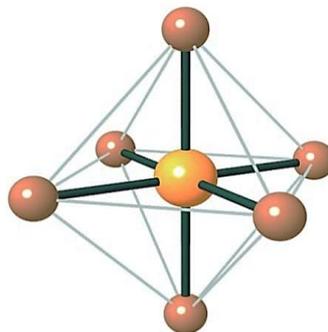
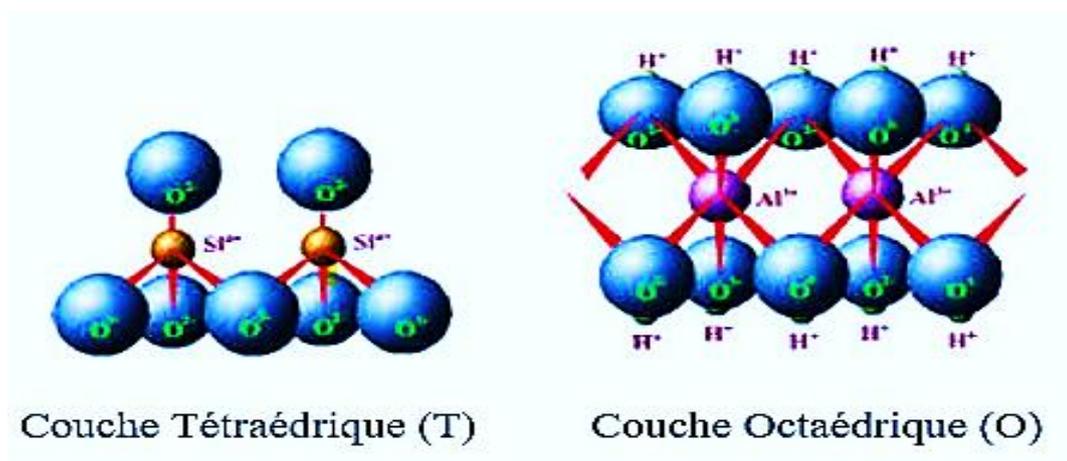


Figure 3. Structure géométrique d'un Octaèdre
https://www.larousse.fr/encyclopedie/images/Molécule_octaédrique/1314138

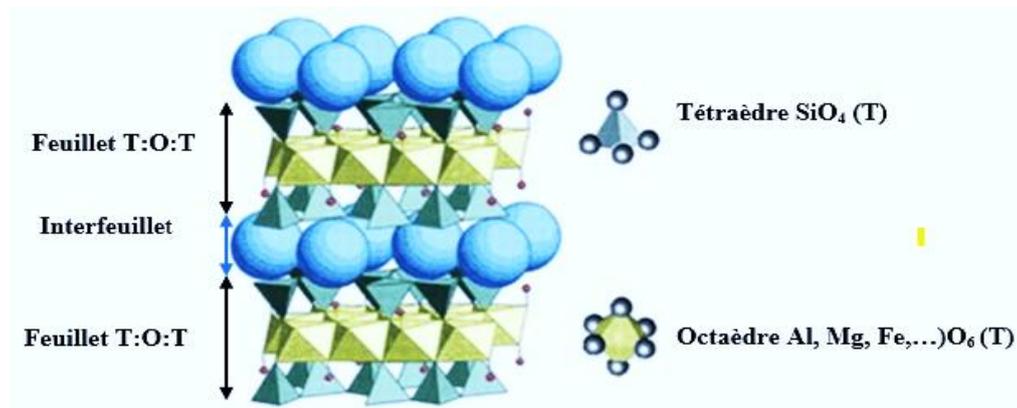
Dans le feuillet di-octaédrique, Al^{+3} est l'atome dominant par conséquent l'aluminium ayant trois valences positives est présent dans le feuillet octaédrique, afin que les charges soient équilibrées seuls deux tiers des sites sont remplis. Lorsque du magnésium ayant deux valences de charge positive est présent, les trois positions sont remplies pour équilibrer la charge, ce qui entraîne la formation d'un feuillet trioctaédrique, où Mg^{+2} est l'atome dominant principal. Le feuillet tri-octaédrique trois atomes de Mg^{+2} sont coordonnés avec six ions oxygène/or hydroxyle ayant une formule de cellule unitaire de $Mg_3(OH)_6$ est formé par le partage de deux oxygènes de chaque octaèdre lorsque plusieurs octaèdres sont liés ensemble horizontalement (figure 3) [4][5].

2.3.3 Liaison entre les couches tétraédriques et octaédriques

La nature des feuillets est dérivée de la combinaison des couches tétraédriques et octaédriques (ce qui donne l'épaisseur du feuillet). Les sous-familles sont caractérisées par l'épaisseur du feuillet. Les feuillets tétraédriques et octaédriques sont les principaux composants des phyllosilicates (en raison de leur structure en feuille ou en plaque, ils sont connus sous le nom de phyllosilicates) qui sont liés par le partage d'atomes d'oxygène en différentes couches. Les phyllosilicates sont les minéraux argileux les plus courants, constitués d'unités tétraédriques à dominante Si et d'unités octaédriques à dominante Al ou Mg, disposées en forme de feuille. En fonction du nombre de feuillets tétraédriques et octaédriques et de leur disposition, les phyllosilicates sont divisés en plusieurs catégories. La figure 4 montre la superposition de base des feuillets et la liaison entre eux.



(a). Les couches tétraédrique et Octaédrique



(b). La liaison entre les couches

Figure 4. La liaison entre les couches tétraédrique et Octaédrique

2.3.4 Les kaolinites

La composition de la kaolinite Comme le montre la figure 5, présente une superposition simple de feuillets élémentaires, constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique de silice et d'alumine. Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles (OH)⁻ de l'octaèdre et celui contenant les atomes d'oxygène O⁻² du tétraèdre.

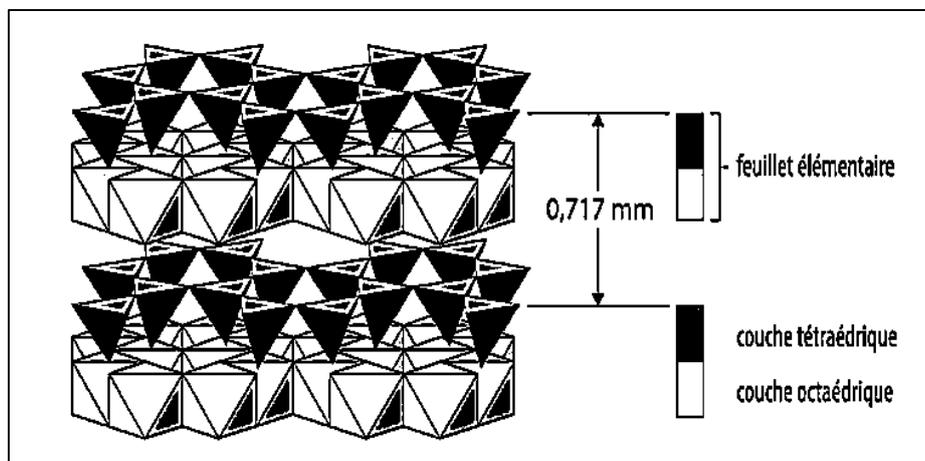


Figure 5. Structures géométrique de la Kaolinite (d'après <https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/>)

La kaolinite est un minéral argileux 1:1 dont la formule chimique est $\text{Si}_4\text{Al}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$. Les roches riches en kaolinite sont appelées kaolin ou kaolinite [6]. La kaolinite est dérivée du kaolin qui est très commun et qui est une corruption du chinois Jailing (Pinyin ; romanisation Wade-Giles Kao-ling), signifiant "haute crête". L'altération chimique du silicate d'aluminium tel que le feldspath entraîne la formation d'un minéral mou, généralement blanc et terreux (argile phyllosilicate dioctaédrique). La dickite et la nacrite sont des formes rares

de kaolinite qui sont chimiquement similaires à la kaolinite mais amorphes par nature. La liaison hydrogène se trouve entre les atomes d'oxygène et les ions hydroxyle des couches qui sont appariées. Comme la liaison hydrogène est faible, les mouvements aléatoires entre les couches sont assez courants, ce qui entraîne une cristallinité plus faible des minéraux de kaolinite que celle de la kaolinite triclinique. La structure idéale de la kaolinite ne comporte aucune charge. Par conséquent, la structure de la kaolinite est fixe en raison de la liaison hydrogène; La dickite et la nacrite sont des formes polytypiques de kaolinite constituées d'une double couche 1:1 et ont une symétrie monoclinique. La dickite et la nacrite se différencient par des séquences d'empilement différentes des deux couches de silicate 1:1 [7].

2.3.5 Les illites

L'illite est un empilement des feuilletés composés d'une couche octaédrique liée à deux couches tétraédriques. Voir figure 6, La structure des illites est proche de celle des micas mais diffère par le degré de substitution Si/Al qui est plus faible dans l'illite, la présence de potassium il est plus faible dans l'illite et pour un certain degré de désordre dans l'empilement des feuilletés.

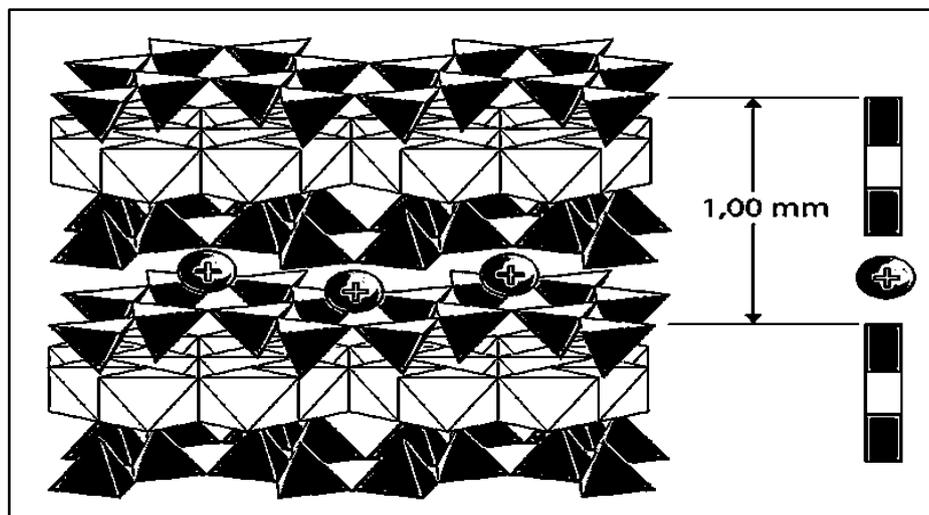


Figure 6. Structures géométrique de l'illite (d'après <https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/>)

Ce groupe est un exemple de phyllosilicate, ou aluminosilicate stratifié. On trouve également de la muscovite et de la biotite dans les fractions argileuses qui sont également appelées Mica à grain fin. L'illite est considérée comme un produit modifié de la muscovite et du feldspath formé par l'altération et les environnements hydrothermaux ; connu comme composant de la séricite. On la trouve couramment dans les sols et les roches sédimentaires

argileuses ainsi que dans certaines roches métamorphiques de faible degré [8]. Dans l'illite, le feuillet tétraédrique a une charge plus négative, même supérieure à celle de la vermiculite, ce qui est dû à la présence de 20 % d'atomes d'aluminium dans le feuillet tétraédrique à la place des sites d'atomes de silicium ayant une substitution ionique considérable (isomorphe). Le déficit de charge est principalement compensé par les ions K^+ qui sont présents dans l'espace intercouche et agissent comme un pont entre les couches, empêchant ainsi l'expansion des couches et les rendant non expansibles. La capacité d'échange de cations (CEC) de l'illite est inférieure à celle de la smectite mais supérieure à celle de la kaolinite.

2.3.6 Les smectites

Les smectites sont des composant des minéraux argileux expansible, elles sont principalement basées sur une structure trioctaédrique 2:1 (talc) ou dioctaédrique 2:1 (pyrophyllite) et diffèrent de ces structures neutres par la présence d'une substitution isomorphe dans la couche octaédrique ou tétraédrique.

La structure de la smectite se différencie, avec les autres phyllosilicates, par un vide interfoliaire qui dépend de son état d'hydratation. Comme l'illite le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Dans les couches d'alumine un ion Al^{3+} sur quatre est remplacé par un ion Mg^{+2} (figure 7). Les liaisons entre les feuillets étant très fragile, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un potentiel élevé de gonflement et de rétraction. connue sous le nom d'argile sédimentaire et possède la propriété unique de retenir l'eau

Les minéraux argileux du groupe des smectites se subdivisent en saponites (trioctaédriques), montmorillonites (dioctaédriques) et la bentonite qui est également

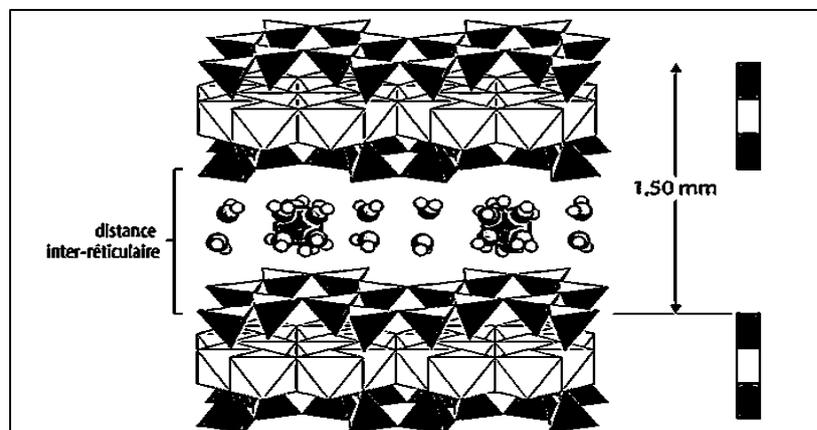


Figure 7. Structures géométrique de smectite (d'après <https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/>)

2.3.7 le chlorite

Le chlorite appartient principalement au groupe des silicates 2:1:1 qui sont essentiellement des silicates de fer et de magnésium avec quelques atomes d'aluminium. Le cristal d'argile chlorite typique est composé de couches 2:1, comme dans le minéral argileux vermiculites, alternant avec une feuille tri-octaédrique dominée par le magnésium (également connue sous le nom de brucite) donnant lieu à un rapport 2:1:1. Toutes les positions octaédriques dans le chlorite sont occupées par des ions magnésium comme dans la couche de brucite. La charge négative des chlorites est inférieure à celle de la smectite ou des vermiculites mais à peu près identique à celle du mica à grain fin. Il n'y a pas d'adsorption d'eau entre les couches, ce qui explique la nature non expansive de ce cristal.

L'espace interfoliaire des chlorites n'est pas occupé par un cation compensateur comme dans les cas précédents comme illustré dans la figure 8, mais par un feuillet d'hydroxydes chargé positivement, les chlorites sont stables à haute température

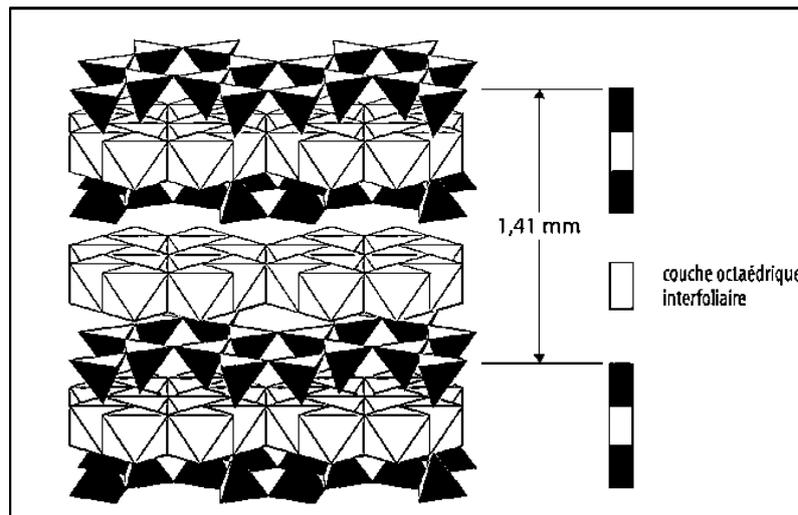


Figure 8. Structures géométrique de chlorite (d'après <https://www.universalis.fr/encyclopedie/argiles/1-structure-et-proprietes-des-argiles/>)

2.4 Capacité d'échange cationique

La capacité des minéraux argileux à adsorber certains cations/anions et à les retenir à l'extérieur de l'unité structurale dépend de l'absence de charge positive ou négative dans leur structure minérale.

La capacité d'échange cationique (CEC) est la mesure du nombre de cations retenus à la surface des particules du sol [9]. Il a été défini comme la quantité de cations qui sont disponibles pour l'échange avec d'autres cations à un PH donné et généralement exprimé en

milliéquivalent/100 grammes d'argile sèche. Les ions chargés négativement présents à la surface des particules du sol se lient aux ions chargés positivement mais leur permettent d'échanger dans l'eau du sol environnante avec d'autres particules chargées positivement, ce qui entraîne une modification de la chimie du sol [10]. Les différents aspects de la chimie du sol sont affectés par la CEC. Comme la CEC indique la capacité du sol à retenir les nutriments comme K^+ , NH^4 , Ca^{+2} , la fertilité du sol est mesurée par la CEC. La CEC dépend de la taille des particules, de la perfection de la cristallinité et de l'ion adsorbé ; par conséquent, pour un minéral donné, les valeurs existent dans une gamme plutôt que dans une capacité spécifique unique. Les capacités d'échange dépendent également du pH en raison de la présence d'un groupe hydroxyle à la surface de certains minéraux argileux comme l'allophane et la kaolinite. La CEC est un processus réversible et normalement corrélé aux minéraux argileux en raison de la présence de cations échangeables entre les couches, comme les smectites.

La couche de charge d'origine négative est soit remplacée, soit échangée par les cations adsorbés. Cette capacité des particules colloïdales telles que les minéraux argileux à maintenir et à échanger des ions chargés positivement est importante car elle gouverne la mobilité des espèces chimiques chargées positivement dans les sols et dans le cycle géochimique général des cations[11].

3 Affaissement des sols

3.1 Définition

Le déclencheur de l'affaissement est typiquement défini comme étant une augmentation de la charge ou du mouillage ou une combinaison des deux. L'augmentation de la charge, ou plus précisément de la contrainte, proviendra généralement d'une accumulation de sédiments pendant une longue période de temps, bien que les contraintes dynamiques d'un événement tel qu'un tremblement de terre fournissent un mécanisme de déclenchement évident, tout comme les augmentations de contraintes causées par les activités de construction.

Les sols affaissables sont connus comme des sols problématiques, qui présentent une résistance significative lorsqu'ils sont secs et perdent leur résistance lorsqu'ils sont inondés, et subissant des tassements considérables.

La réponse du sol à l'inondation (c'est-à-dire les glissements de terrain ou les tassements importants du sol) ne peut être prédite à l'avance. La diminution irrécupérable du volume

des sols affaissables a un caractère rapide et brusque et aucune mesure ne peut être prise pour arrêter le problème une fois qu'il a déclenché (voir figure 9).



Figure 9. Quelques exemples d'affaissement des sols

Un affaissement du sol se produit lorsque l'augmentation de l'humidité provoque l'affaiblissement des liaisons chimiques ou physiques entre les particules du sol, ce qui permet à la structure du sol de s'effondrer. Les sols affaissables sont généralement des combinaisons d'argile et de sable de faible densité et de granulométrie fine laissées par des coulées de boue qui ont séchés, laissant de minuscules poches d'air. Lorsque le sol est sec, les matériaux cimentés sont suffisamment solides pour lier les particules de sable entre elles. L'humidité affecte la structure de cimentation et la résistance du sol est réduite, ce qui provoque un effondrement ou un affaissement. D'après le type et la densité du sol, le risque de rencontrer des sols affaissables dans la majeure partie du tracé du projet est faible [12]. Rogers et al.(1995) a défini le sol affaissable comme un sol dans lequel les constituants ont un aspect ouvert et forment un état métastable qui peut s'affaisser pour former une structure plus stable et plus dense dont le volume est considérablement réduit. Dans la plupart des sols

affaissables, les unités structurales sont des éléments minéraux primaires, et non pas des minéraux argileux.[13].

3.2 Mécanisme d'affaissement

Les mécanismes d'affaissement ont été étudiés par plusieurs chercheurs (Casagrande 1932 ; Jennings et Knight 1957[14] ; Holtz et Hilf 1961 [15]; Burland 1965[16] ; Dudley 1970 [17]; Barden et al. 1973[18] ; Mitchell 1993)[19]. Le phénomène d'affaissement est essentiellement associé à la structure ouverte du sol. Casagrande (1932) a montré qu'une partie de la fraction à grain fin du sol joue le rôle de matériau de liaison pour les particules à plus gros grain et que ces liaisons subissent une compression locale dans les petits espaces entre les grains adjacents, ce qui entraîne le développement de la résistance.[20].

À la teneur en eau naturelle, ces sols se compriment légèrement en raison de l'augmentation de la pression des morts-terrains due à la construction. Cependant, la structure reste sensiblement inchangée. Lorsque le sol chargé est exposé à l'humidité, et qu'un certain taux d'humidité critique est dépassé, les ponts de limon fin ou d'argile qui assurent la cimentation se ramollissent, s'affaiblissent et/ou se dissolvent dans une certaine mesure.

Finalement, les liaisons atteignent un stade où elles ne résistent plus aux forces de déformation et la structure devient plus fragile et s'effondre comme le montre la figure 10

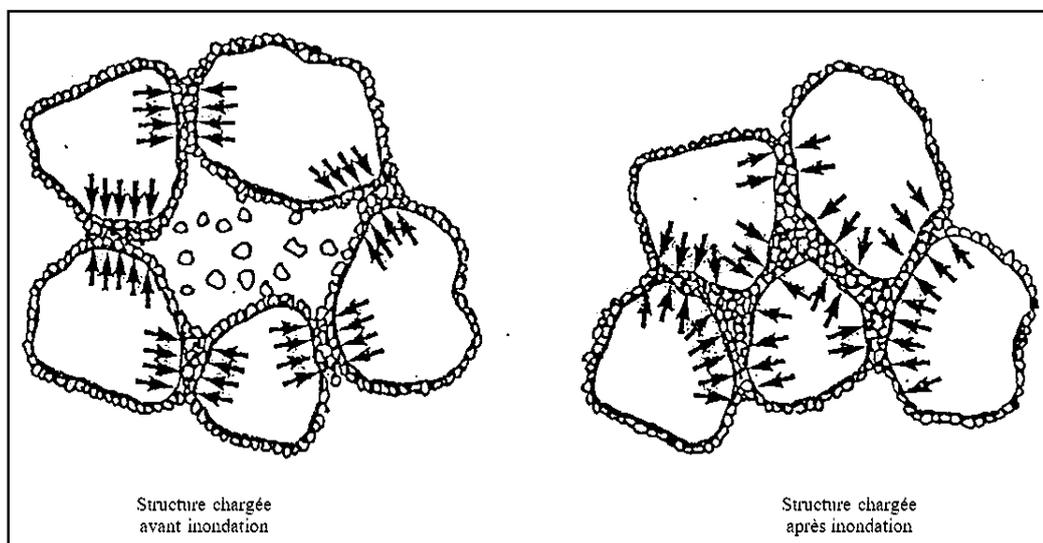


Figure10. Structure chargée avant et après inondation (d'après Casagrande 1932).

Atchison et Donald (1956) [21] ont rapporté que pour des grains sphériques uniformes dans un emballage cubique ouvert, la pression maximale ajoutée due à l'effet capillaire se produit

à une teneur en humidité d'environ 32 %. Pour l'emballage le plus dense de grains sphériques uniformes, la tension maximale se produit à une teneur en humidité de 10 %.

Des études menées sur divers sols affaissables ont montré que les valeurs maximales de la contrainte effective se produisent à des teneurs en eau inférieures à la saturation et supérieures à 10 % [22].

Holtz et Hilf (1961) ont décrit le mécanisme de l'affaissement comme étant le résultat de pressions capillaires s'approchant de zéro et le degré de saturation augmentant jusqu'à 100 % que ce soit par une compression à teneur en eau constante ou par une augmentation de la teneur en eau à taux de vide constant. Le facteur de sécurité contre l'effondrement peut être considéré comme le rapport entre la résistance au cisaillement et la contrainte de cisaillement. En négligeant l'action intermoléculaire, c'est-à-dire en supposant que la cohésion est nulle [15]. Burland (1965) a défini le mécanisme d'affaissement en termes de stabilité aux points de contact interparticulaire. En raison du mouillage, la pression négative de l'eau interstitielle aux points de contact diminue, ce qui entraîne le glissement et la déformation des grains [23]. Dudley (1970) a expliqué que lorsque le sol sèche en dessous de la limite de retrait, l'eau restante aux points de contact des grains est placée sous tension. Points de contact des grains sont mis sous tension. Ainsi, l'excès de pression d'eau devient négatif et, par conséquent, la contrainte effective réelle devient plus grande que la contrainte totale appliquée par la charge. Cela augmente la résistance apparente du sol [17].

Dudley (1970), Barden et al. (1973) et Mitchell (1993) ont expliqué le phénomène d'affaissement en termes des agents cimentaires aux points de contact des grains du sol. Ils ont identifié quatre conditions requises pour que l'affaissement se produise :

1. Un tissu ouvert, partiellement instable et partiellement saturé.
2. Une contrainte totale suffisamment élevée pour que la structure soit métastable.
3. Un liant argileux ou un autre agent cimentant suffisamment fort pour stabiliser la structure une fois sèche. [17][18][24].
4. L'ajout d'eau au sol qui réduit la succion du sol et produit ainsi l'affaissement.

Collins (1978) a expliqué qu'un tissu ouvert, qui est une condition préalable à l'effondrement, peut être composé de : (a) des contacts grain-grain recouverts ; (b) des ponts de grain ou des contreforts composés d'argile ou de limon et éventuellement de matériaux cimentaires tels que l'oxyde de fer ou les carbonates ; et (c) des agrégats d'argile [25]. Le taux d'affaissement dépend du type de liaison, comme l'ont indiqué Tadepalli et al. (1992), qui ont signalé que le phénomène d'affaissement est principalement lié à la diminution de la succion matricielle

pendant l'inondation [26]. Le taux d'affaissement dépend dans une large mesure du type de collage ainsi que des autres facteurs d'influence.

Clemence et Finbarr (1981) ont rapporté que l'effondrement est plus immédiat, mais que la vitesse d'affaissement est plus lente dans le cas où les grains de sol sont maintenus par la succion capillaire. Par succion capillaire, mais lent dans le cas d'une cimentation chimique, et beaucoup plus lent dans le cas de contreforts en argile[22].

Sur la base des études ci-dessus, il semble que le phénomène d'affaissement soit un phénomène complexe, qui inclut le tissu, la teneur en humidité initiale, la densité sèche initiale et les conditions de chargement. Il est important que ces facteurs soient examinés simultanément pour évaluer le comportement des sols affaissables.

Langroudi (2013) [27] a défini le mécanisme d'affaissement comme un changement soudain de la structure du sol, qui passe d'un état initial ouvert à un état final dense, suite à la rupture des liaisons intergranulaires lors de mouillage ou de chargement. L'affaissement peut être provoqué par la rupture des liaisons entre les grains sous l'effet de contraintes dynamiques, temporaires ou statiques prolongées, par le glissement des grains en cas de mouillage, et la migration des grains fins et la perte des forces capillaires. Pour les sols d'affaissement constitués de connecteurs argileux, toute diminution de la plasticité de l'argile (et donc de la teneur en eau à laquelle les connecteurs argileux peuvent céder au cisaillement) modifie le potentiel d'affaissement des sols. De tels changements dans la plasticité de l'argile peuvent se produire lors d'interactions argile-oxyde de sel (altération ou remaniement). Les liants argileux peuvent céder en raison d'un gonflement (par exemple, dans les argiles actives), d'un soulèvement (lors d'un échange d'anions dans les argiles ou de la prolifération de cristaux secondaires de sel), d'une dissolution (par exemple, des liaisons salines), provoquant un déclenchement du changement de volume d'affaissement [28] et, [29].

Smalley et al (2019) ont présenté le mécanisme d'affaissement comme la généralisation des systèmes de liaison permet de reconnaître deux types de liaisons interarticulaires : les liaisons à longue portée et les liaisons à courte portée. Les liaisons à longue portée sont présentes dans les systèmes minéraux argileux et permettent l'apparition de la plasticité. Elles sont représentées par c dans l'équation standard de Coulomb. Les liaisons à courte portée se trouvent dans les systèmes de particules inactives. Il s'agit de systèmes de sol où les particules constitutives n'ont pas de charge électrique significative. Une légère déformation d'un système de liaisons à courte portée entraîne une grande perte de résistance. Ce sont les liaisons à courte portée qui ont tendance à dominer dans les systèmes de sols qui s'effondrent, bien que dans le cas complexe du loess, la rupture de liaison soit initialement

assurée par des liaisons à longue portée dans les régions de contact entre les particules. Une rupture d'affaissement implique un remaniement à grande échelle de la structure du sol, et donc une rupture totale du système de liaison. [30].

3.3 Caractéristiques typiques des sols affaissables

Le même problème que celui mis en évidence dans les définitions existe, quand on examine la littérature pour obtenir une vue commune sur les propriétés des sols affaissables, les propriétés sont suggérées comme étant qu'il existe une seule catégorie de sols affaissables. Le danger de cette approche à propos des sols qui ne correspondent pas aux idées préconçues. Il est donc potentiellement contre-productif de suggérer une liste définitive des propriétés des sols affaissables et ce qui suit doit donc être interprété comme étant uniquement un indicateur. Les caractéristiques typiques de la plupart des sols affaissables sont les suivantes

- *Une structure ouverte
- *Un indice de vide élevé
- *Une faible densité sèche
- *Une porosité élevée
- *Un dépôt géologiquement nouveau ou récemment altéré
- *Sensibilité élevée
- *Faible force de liaison interparticulaire

3.4 Type des sols affaissables

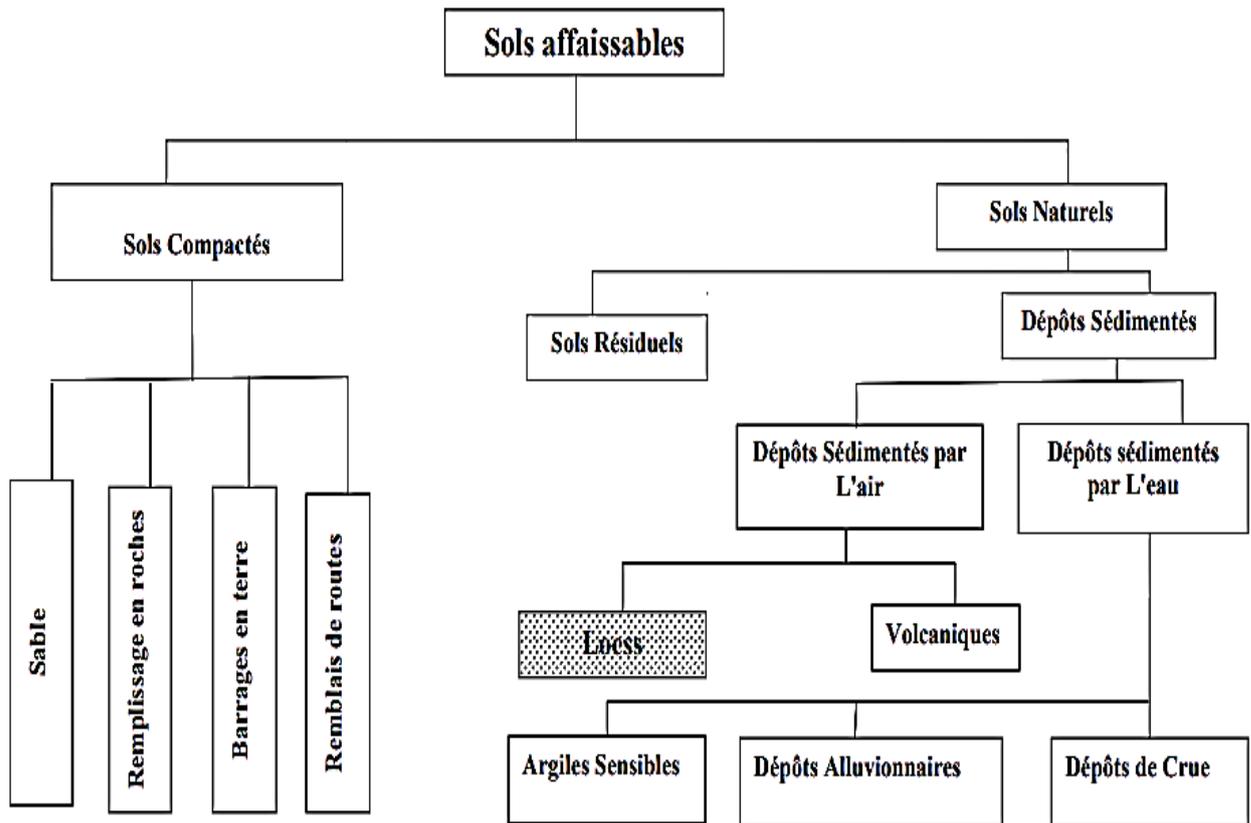


Figure 11. Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).

D'après Rogers (1995) [13] , les sols affaissable peuvent inclure les types suivants :

3.4.1 Les sols construits par l'homme (compacté)

Plusieurs cas de dégâts très graves relatifs aux sols affaissables dans les remblais compactés ont été rapportés dans la littérature depuis 1953. Lawton et al (1992) ont indiqué que presque tous les types des sols compactés sont sujets d'affaissement [31]. Il est important de noter que même les sables propres, les argiles pures, et les sols contenant une grande fraction de graviers peuvent s'affaisser,[32][33][34]. Le tassement de l'affaissement s'est produit dans plusieurs types de remblais compactés des routes. Plusieurs ruptures des barrages en terre ont été rapportées dans la littérature.

3.4.2 Les sols naturellement déposés

Les dépôts de sols naturels se produisent grâce à une combinaison d'érosion, de transport et de déposition des matériaux qui s'étaient décomposés des roches mères. Les sédiments d'une structure affaissable se produisent comme résultat de ce processus géologique. Les sols résiduels, l'argile sensible (déposée par l'eau) et le loess (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés.

3.4.3 Les sols résiduels

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c.-à-d. de la décomposition, de la désintégration et de l'altération mécanique des composantes de la roche mère. Les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments, de gravier, de sable, de limon et d'argile. Les dépôts des sols résiduels sont caractérisés par une couche d'épaisseur variant de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendants au climat et aux conditions de l'environnement de la région. La structure affaisable a été développée comme résultat de lavage et de perte des matériaux hydrosolubles [22].

3.4.4 Dépôts sédimentés

3.4.4.1 Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau

Sédimentés par l'eau Les dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau peuvent être classifiés en deux groupes principaux : les dépôts alluvionnaires et les argiles sensibles. Dans les dépôts alluvionnaires, les particules du sol sont transportées et déposées par l'eau pour former des écoulements de boue. Plusieurs cas des problèmes d'affaissement associés à ces formations ont été rapportés,[15][35][22]. Il est possible de classer les argiles sensibles saturées comme des sols structuraux métastables qui deviennent instables dans certaines conditions, [36]. Rogers (1995) a abordé les mécanismes de formation et le comportement d'affaissement des dépôts d'argile sensible [13]. Jefferson et Smalley (1997) ont de leur côté défini l'argile sensible comme étant de petites particules semi-angulaires, de forme en lame, de taille (2-5 μ m). Ces dernières se déposent ensuite par décantation lente pour donner naissance à des dépôts de structure ouverte [37]. La caractéristique la plus significative des argiles sensibles est le retrait considérable qui se produit en raison de la diminution de la teneur en eau qui est plus élevée que la limite de liquidité de ces argiles et cause de graves problèmes pour les fondations [38].

3.4.4.2 Les dépôts alluviaux

Les dépôts alluviaux, ces sols sont essentiellement des sédiments lâches, déposées par l'eau par des inondations brusques ou des écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps, par la suite ces dépôts sèchent et ne deviennent de nouveau saturés, que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile. La quantité d'argile a une importance considérable dans le comportement de ces sols.

3.4.4.3 Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens)

Le type le plus répandu des sols affaissables est le groupe éolien (sédimenté par la chute dans l'air) qui sont transportés par le vent. Ils sont composés des matériaux assez fins, légers, ayant de faibles densités relatives et une faible cohésion. Allant du loess pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. Ce type de sol se trouve dans les régions arides et semi-arides, on peut les classés comme des sols non saturés. Ils sont des caractéristiques de ces sols non saturés, où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Et comme la structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols loessiques, et au-delà de la saturation, les liaisons cimentés d'argile faiblissent considérablement et perdent leur résistance, ce qui conduit à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Dans certain cas ces dépôts éoliens se trouvent préservés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable cette croûte empêche l'infiltration des eaux et protège la structure naturelle du sol, ce qui explique que même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont altérés pas ou le sont partiellement modifiés.

3.4.5 Les loess :

Le loess est un sol spécial accumulé et formé dans les conditions arides et semi-arides, formé par l'accumulation de limon issu de l'érosion éolienne. Ses propriétés hydrauliques sont l'affaissement causé par l'invasion d'eau, facile à désintégrer quand il rencontre l'eau, facile à être emporté par les particules de sol sous l'action de l'eau courante, formant des phénomènes de forme de terrain tels que l'affaissement et le ravin. Le loess habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire détritique meuble est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_3). Il se caractérise par un très bon granulométrie dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 μm . Ainsi au niveau granulométrique le loess est un limon, il contient en proportion moindre des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonaté des grains il résulte de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (loess) peut être due à la proximité de la zone source loess et donc à un tri éolien moins poussé [36].

3.5 Autres types des sols affaissables

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor. La liste des modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'affaissement a été observé ([17][22][37]) est assez vaste. On peut citer les dépositions d'origine : Eolienne : sables, lœss (limons altérés et transportés par le vent) ; Résiduelle : altération physico-chimique des roches mères ; Aérienne : cendres volcaniques ; Alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau ; Colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise; Anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrages en terre,...). Cependant, la connaissance du type de dépôt ne permet pas d'en déduire le niveau d'affaissement du sol du fait de l'importance d'autres paramètres. En revanche, elle informe sur son histoire et son état physico-chimique.

4 Conclusion

L'urbanisation et le développement dans les zones arides et semi-arides ont suscité un intérêt accru pour l'amélioration des sols sensibles à l'eau et susceptibles de changer de volume. Car les tassements importants sont dus à l'augmentation de la teneur en humidité, ou du à l'augmentation de contrainte ou d'une combinaison des deux, provoquent fréquemment de graves défaillances structurelles, des pertes financières et des accidents dans le monde entier, à cet effet une revue bibliographique concernant les sols non saturés a été présentée, puis on a fait une synthèse sur les minéraux argileux leurs dispositions ; pour bien comprendre leurs comportements. Une bibliographie a été présentée sur les sols affaissables les types et le mécanisme d'affaissement, pour bien comprendre l'influence d'addition des différent agents et son réaction vis-à-vis ces inclusions.

De ce qui précède, on peut conclure que le facteur le plus important dans le processus d'affaissement du sol est la présence d'eau, qui provoque la rupture des liaisons granulaires, déplaçant les granules d'un niveau à l'autre.

*Chapitre 2 : Procédure de traitement des sols
affaissable*

1 Introduction

Il existe plusieurs méthodes pour diminuer les risques d'affaissement du sol. Cependant, l'applicabilité d'une méthode dépend de plusieurs facteurs, notamment le type de projet à réaliser, le tassement prévu en fonction du projet, l'épaisseur du sol affaissable, la possibilité que la fondation et la zone à risque deviennent humides, et la répartition des contraintes du projet sur sa fondation. Les ingénieurs essaient d'utiliser plusieurs méthodes de solution afin de trouver celle qui convient le mieux au type du sol affaissable. Le compactage à l'aide d'un rouleau, par exemple, ne donne pas un bon résultat pour les sols à dépôts profonds et parfois aussi pour les dépôts peu profonds.

2 Les techniques de traitement

Les méthodes qui sont encore utilisées pour traiter le terrain avec de telles propriétés sont les suivantes :

2.1 Traitement par pré chargement

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

2.2 Traitement par substitution

L'élimination du sol affaissable est une méthode économique, utilisée lorsque la profondeur du sol affaissé est petite, en particulier sur les sites concentrés, soit par l'excavation du même sol puis sa remise en place après traitement, soit par remplacement du sol existant avec un autre de bonne qualité après décapage du sol existant, cette méthode est bien décrite dans une étude de Ayadat et Gherabli (1995)[38].

Naema A. Ali (2015) a proposé une autre méthode de traitement qui est le remplacement partiel du sol affaissable par un sol importé sans cohésion avec une épaisseur variable jusqu'à la largeur de la semelle. Les résultats ont prouvé que l'amélioration des sols affaissables par le remplacement du sable/des pierres concassées est possible pour contrôler/atténuer leurs potentiels de risque contre le tassement soudain quand ils sont exposés à l'eau. Le remplacement du sol augmente la vitesse et réduit la quantité de tassement de la semelle. Pour les sols affaissables compactés, le remplacement partiel par des couches compactées

de sable/pierre concassée diminue le risque d'affaissement. Les résultats introduisent également le développement de méthodes géochimiques pratiques, économiques et respectueuses de l'environnement pour la stabilisation des sols affaissables et la réduction des risques d'affaissement [12].

2.3 Traitement par colonne ballastée

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Ils sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives (figure 12). Les colonnes en pierres sont largement utilisées dans le monde entier en raison de leur polyvalence et de leur applicabilité relativement large pour traiter différentes situations de sol et de fondation. Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont : • l'augmentation de la capacité portante du sol. • l'augmentation de sa résistance au cisaillement. • l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation. Cette technique a été étudiée par Fattah et al. (2015)[39]. L'utilisation d'une colonne de pierres encastrées est plus efficace par rapport à la colonne de pierres ordinaires et au sol affaissable non traité [40]. l'impact du placement de groupes de colonnes de sol latéritique compacté à l'intérieur d'une couche de sol affaissable a étudié aussi par Mara Sarro Pereira (2019)[41]. Cette méthode de renforcement a peut-être une alternative plus avantageuse que d'excaver toute la couche de sol affaissable et de la remplacer par un remplissage compacté monolithique.



Figure 12. Traitement du sol par colonne ballastée
http://lycee-cherioux.fr/Mooc/materiau/traitements_sols/~gen/traitement.publi/auroraW/res/Gravel-column-Vibroflotatie-ADD-material.jpg

2.4 Traitement par compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En resserrant la texture du sol, ce qui réduit les déformations et les tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Cette méthode est appliquée dans les remblais routiers, les barrages en terre...etc.

2.4.1 Traitement par hydrocompactage

L'hydrocompactage est une méthode efficace avant tout type de construction. Il y a deux façons d'utiliser cette méthode. La première consiste à créer de petits lacs le long du terrain à l'aide de puits d'infiltration afin de mouiller la terre ou le sol à une grande profondeur. Une autre façon est de pré-mouiller la surface à une certaine profondeur avec des puits d'infiltration. Ces deux méthodes permettent d'accélérer l'affaissement du sol et d'augmenter la teneur en eau du sol. Par conséquent, cela facilite l'excavation de la construction et améliore le compactage du sol. Ces méthodes exigent une disponibilité d'eau en grande quantité.

2.4.2 Densification par compactage

La densification du sol est le processus qui permet de densifier un sol de faible poids volumique. Il existe également deux façons d'exécuter cette méthode, comme le compactage dynamique (figure 13). Le compactage dynamique (DC) est une approche économique pour atténuer le danger posé par les sols affaissables, en particulier lorsqu'ils ont une profondeur de plus de 3-4 m. Cette technique est évaluée par plusieurs chercheurs Kyle M. Rollins et al. (2010) et Shi Jin Feng (2015)[42][43]. Dans ce type de compactage, un grand poids lourd est lâché à une certaine hauteur pour densifier le sol et obtenir un poids volumique désiré du sol compacté jusqu'à une certaine profondeur. La profondeur maximale atteinte par le compactage dynamique est d'environ (10 m).



Figure 13. Le compactage dynamique
(<http://www.inclusol.com/notre-expertise/compactage-dynamique/>)

Dans le vibrocompactage (figure 14), une grande sonde vibroflot suspendue est utilisée, dans laquelle se produit un système de vibration par un moteur hydraulique. Il comprime le sol à un état de poids volumique plus élevé. Ainsi, on obtient un sol plus dense, avec moins de vides et de faible porosité. Changhui Gao et al. (2020) ont utilisé avec succès la méthode de compactage par sonde vibratoire pour traiter les fondations de loess d'un projet de construction de la ligne ferroviaire à grande vitesse Zhong-Lan [44] .



Figure 14. Technique de vibrocompactage
"École Sandy-Ground à St-Martin (Guadeloupe) 2008"

le compactage dynamique avec un niveau d'énergie maximum de 12 000 kN-m a été appliqué à un site de loess dans la ville de Qingyang dans la province de Gansu au nord-ouest de la Chine, où l'affaissement a été considérablement réduite ou complètement éliminée [43]. Cette technique est réalisée aussi par JH Guo et al.(2014)[45]. L'effet du processus de compactage dynamique sur le comportement des sols gypseux est étudié par MY Fattah, et al. (2012)[46], ils ont déclaré que la meilleure amélioration de la compressibilité est obtenue lorsque l'échantillon est compacté par 20 coups ; au-delà de ce nombre, une diminution négligeable de l'indice de compression est obtenue. Ainsi que Yuan Mei et al.(2021) ont indiqué qu'une fondation profonde en loess peut être améliorée efficacement en utilisant le compactage dynamique; de plus, l'affaissement du loess est éliminé de manière significative[47].

Le compactage dynamique est une approche économique pour atténuer le danger posé par les sols affaissables, particulièrement lorsqu'ils ont une profondeur de plus de 3-4 m.

2.5 Renforcement par fibres

Pour améliorer le comportement d'un sol affaissable, le renforcement par différents types de fibres est considéré comme méthode efficace. L'amélioration de la résistance du sol de loessique renforcé par des fibres de polypropylène modifié (MPP) et du ciment est obtenue. Le dosage optimal des fibres pour renforcer le loess était dans la gamme de 0.3%-0.45%. La longueur optimale des fibres était de 12 mm, pour laquelle la résistance à la compression non confinée et la résistance à la traction ont atteint leur maximum. L'effet de la fibre de polypropylène modifiée comme "pont" de connexion pourrait aider les spécimens à atteindre un niveau satisfaisant de ductilité sous pression [48]. YANG Bo-han et al. (2017) ont indiqué que le renforcement combiné par la fibre de (PP) et le ciment pouvait améliorer de manière significative la résistance initiale du loess. L'effet de la fibre de polypropylène modifiée comme "bande" de liaison pourrait aider les spécimens à atteindre un niveau satisfaisant de ductilité.[48]. Les fibres de verre broyées ont participé aussi à améliorer le comportement de ces types de sols à problèmes, avec un dosage optimal de 6% de fibres de verre broyées ont été compactés à 60 coups et humidifiés à 6% de la teneur en eau cette procédure de traitement produit un sol qui peut être classé comme un sol de fondation à risque modéré [49]. D'autre étude a examiné l'effet de la fibre de polyester recyclée en combinaison avec le nano-SiO₂ comme un nouveau stabilisateur pour améliorer les propriétés géotechniques du loess. Les résultats de l'essai de compactage

ont indiqué que la masse volumique sèche maximale du loess stabilisé a diminué tandis que la teneur en eau optimale a augmenté en ajoutant du polyester recyclé et du nano-SiO₂. D'après les résultats de l'essai de cisaillement direct, la résistance au cisaillement s'est améliorée en augmentant la teneur en fibre de polyester recyclé et de nano-SiO₂ dans le mélange du sol [50],

La possibilité d'utiliser des fibres pour améliorer les propriétés mécaniques du sol affaissable déjà traité au ciment, ils ont montré que, bien que l'utilisation d'un seul traitement avec du ciment ou de la fibre puisse réduire le potentiel d'affaissement à 5%, la présence d'un renforcement en fibre dans le sol cimenté a causé une réduction significative du potentiel d'affaissement à moins de 1%. La résistance au cisaillement des échantillons cimentés mélangés à des fibres a augmenté de 900%. [51]. L'utilisation d'un mélange de fibres de paille de riz avec différentes quantités de ciment est considérée comme une méthode fiable pour stabiliser des sols affaissables [52].

2.6 Traitement chimique

L'urbanisation et le développement des zones arides et semi-arides ont entraîné un intérêt particulier pour l'amélioration des sols affaissables qui sont sensibles à l'eau et susceptibles de changer de volume. Le renforcement et le traitement du sol affaissable est une technique très efficace pour améliorer le comportement du sol vis-à-vis des charges appliquées et des déformations, des différents types de fibres ont été introduites comme un nouveau matériau pour le renforcement des sols, ainsi que plusieurs produits chimiques ont été utilisés pour le traitement des sols affaissables.

Une approche de traitement à base de ciment a été utilisée avec succès pour améliorer un sol affaissable. Cette histoire de cas illustre que même pour les structures où des spécifications très strictes pour la performance post-traitement existent, il est toujours possible de construire en toute sécurité sur un sol à problème [53]. A.M. Mohamed et al. (2012) ont utilisé le ciment au soufre comme méthode de traitement. Le sol traité a été préparé à partir de soufre modifié, de soufre, de cendres volantes et d'agrégats de sol. Les résultats ont prouvé que la résistance du sol traité est environ trois fois plus élevée que celle stabilisée par le ciment Portland normal.[54]

Fattah et al. (2014) ont conclu que les échantillons de sol gypseux ont présenté une faible probabilité d'affaissement dans laquelle le liquide acrylate a provoqué une diminution de l'affaissement du sol gypseux de plus de 50-60%. La combinaison des échantillons non saturés avec le liquide acrylique a eu une influence sur les paramètres de la résistance au

cisaillement du sol gypseux ; où il a été observé que la cohésion a augmenté et l'angle de frottement interne a relativement diminué. Ce comportement peut être attribué à l'effet de cohésion, causé par la présence du liquide acrylique, et le contact entre les particules a été empêché, ce qui a entraîné une réduction du frottement.[55]

Le ciment Portland et la nano-argile ont été utilisés pour traiter le loess. Les performances d'amélioration dépendaient de manière significative de la teneur en liant et du temps de durcissement. La meilleure performance d'amélioration a été observée à faible teneur en nano-argile et elle a été réduite en augmentant la teneur en nano-argile[56]. XPS-Cément Mixture a été utilisée aussi afin d'améliorer les caractéristiques de compression d'un sol affaissable simulé [57]. L'inconvénient de ces agents stabilisants comme la chaux et le ciment ils sont coûteux.

Le comportement des sols affaissables stabilisés à la chaux a été étudié par S. Mohsen Haeri et al. (2019). Ils ont trouvé que l'ajout d'une petite quantité de chaux aux sols affaissables loessiques non seulement réduit les changements de volume induits par l'affaissement dans une large mesure, mais peut également augmenter la limite d'élasticité du sol.[58]. Dans le même sens, l'addition de 6% de la chaux vive aura le plus grand effet sur la réduction de l'affaissement du sol traité par quatre matériaux cimentaires comprenant le ciment, la chaux vive, le gypse et le NaCl, [59].

D'après Bahmyari et al. (2021), l'ajout de ciment au sol minimise le degré d'affaissement de manière significative et il est plus performant que la chaux et la pouzzolane naturelle pour améliorer la résistance et les propriétés géotechniques des sols affaissables, et augmente jusqu'à 5 fois la résistance au cisaillement non drainé du sol.[60]

Ce matériau et les cendres volantes ont été utilisés par Mohamed A. Sakr (2020) une amélioration significative du sol affaissable stabilisé par rapport au sol non stabilisé, qu'il ait été traité avec des cendres volantes ou avec de la poussière de four de ciment CKD. De plus, la poussière de four de ciment a montré plus d'efficacité que les cendres volantes dans tous les tests effectués[61]. L'utilisation de différentes doses de poussière de four de ciment (CKD) assure la stabilité des sols affaissables, alors qu'il pourrait consommer des quantités considérables de ce matériau nocif avec un bon retour économique et un impact environnemental positif ainsi d'améliorer les caractéristiques géotechniques des sols affaissables sous les structures d'ingénierie et les infrastructures [62]. Ce matériau possède une alternative économique aux autres matériaux.

Bahmyari et al. (2021) a étudié le rôle fondamental de la stabilisation chimique sur le comportement mécanique et la maniabilité des sols compressibles en utilisant différents pourcentages de divers agents stabilisants. L'effet du temps de durcissement et de la quantité d'agents sur l'aptitude au collage, la résistance à la compression et la résistance à la compression. L'effet du temps de cure et de la quantité d'agents sur le sol affaissable, la résistance à la compression non confinée, la résistance au cisaillement non drainé et la consistance des sols affaissables traités ont été étudiés. Les résultats ont montré que le ciment était plus performant que la chaux et la pouzzolane naturelle pour améliorer la résistance et les propriétés techniques de ces argiles affaissables. Les résultats ont indiqué que l'ajout du ciment au sol a minimisé le degré d'affaissement de manière significative et a augmenté la résistance au cisaillement non drainé du sol[60]. Ils ont développé même le traitement avec des solutions bactériennes de *Bacillus sphaericus* à différentes concentrations qui a un effet important sur la réduction du potentiel d'affaissement, cette étude a été élaborée par B. N. Sisakht (2015)[63]. Deux types différents de biopolymères qui sont utilisés dans une étude qui sont gomme de xanthane et gomme de guar. L'analyse de cette étude indique que la capacité de ces agents est disponible comme un des objets réussis pour l'amélioration de sol affaissable. Le potentiel d'affaissement a diminué significativement à partir de 9% à 1% du mélange de sol avec 2% de concentration de biopolymère dans la phase saturée. [64].

2.7 Traitement par les nanomatériaux

Behnam Iranpour et Abdolhosein haddad (2016) ont étudié l'influence des nanomatériaux sur le traitement des sols affaissables. Le paramètre important en ce qui concerne les nanomatériaux est la surface spécifique. La nano-argile avait une plus grande surface spécifique par rapport à la nanosilice, montrant ainsi une réduction plus considérable du potentiel d'affaissement avec son ajout au sol. L'effet de ce paramètre est également remarquable dans le cas du nanocouvre et de la nanoalumine ; cependant, ce paramètre peut également avoir un effet négatif. Par conséquent, le pourcentage le plus approprié doit être utilisé dans la combinaison des nanomatériaux avec le sol[65] .

Arash Hosseini et al. (2019) ont présenté également une méthode innovatrice pour la stabilisation et l'amélioration du sol lœssique. Comme une mesure corrective in situ, cette méthode utilise l'électrocinétique et les nanomatériaux pour permettre aux additifs de se déplacer à travers les pores du sol. Les résultats des essais indiquent que la résistance du au cisaillement du sol dépendait fortement de la teneur en eau et de la succion matricielle du sol qui a une grande importance sur le comportement des sols traités et non traités.

Les échantillons traités par 3% de chaux et 5% de nanomatériaux ont présenté une amélioration considérable du potentiel d'affaissement. Ces échantillons stabilisés ont subi une diminution de volume nettement plus faible sous les mêmes contraintes appliquées.[66].

L'influence d'ajout de trois types de nanomatériaux, y compris la nanosilice (NS), la nano-argile (NA) et le nano-carbonate de calcium (NCC) sur les propriétés d'un sol affaissable est très clair, où une quantité insignifiante de nanomatériaux (moins de 1% du poids sec total du sol quand il est utilisé comme une solution liquide préparée) pourrait considérablement améliorer le comportement mécanique du sol, les résultats des essais de consolidation ont montré que le potentiel d'affaissement (CP) du sol stabilisé testé s'est amélioré de modérément sévère pour le sol non stabilisé à modéré pour tous les sols stabilisés avec différents agents stabilisants[67].

Une autre étude a expliqué les effets du traitement avec des mélanges de polyéthylène glycol (PEG)/nanolime sur le comportement des sols affaissables, le traitement a fourni un changement significatif dans les comportements géotechniques du sol en ce qui concerne le potentiel d'affaissement, la perméabilité, la compressibilité et la résistance au cisaillement [68].

3 Conclusion

La littérature fournit des divers méthodes de traitement et propose une très grande variété des solutions qui commencent par la substitution de la couche de sol à problème, à la densification de sa masse (la densification mécanique), et se termine par le renforcement in-situ par des inclusions rigides verticales ou bien par des fibres distribuées aléatoirement, ainsi que les inclusions chimique qui améliorent le comportement des sols affaissables. Le choix d'une méthode appropriée est lié directement à la nature de la construction et aux caractéristiques mécaniques du sol de fondation, son influence sur l'environnement et sur l'aspect économique, et bien sur la disponibilité des matériaux pour le traitement.

Chaque méthode de traitement a des conditions d'application, la méthode de compactage reste la plus économique et la plus simple à appliquer pour des sols affaissables de petites profondeurs sous certaines conditions.

*Chapitre 3 : Programme expérimental et déroulement
d'essais*

1 Introduction

Pour atteindre le développement durable, il faut trouver un équilibre entre les systèmes environnementaux, économiques, sociaux et technologiques et contribuer à la croissance maximale de ces systèmes. La question est de savoir quelle sera la contribution de l'ingénierie géotechnique à la réduction de la pollution environnementale. L'objectif de ce travail est d'étudier l'efficacité de l'utilisation des déchets de bouteilles en plastique (polyéthylène), de laitier de haut fourneau et de coquilles d'œuf et de les exploiter pour résoudre des problèmes géotechniques tels que les affaissements des sols, et d'étudier également le comportement mécanique de ces sol traités, en tenant compte de la sécurité et de l'aspect économique d'une part et de l'aspect écologique d'autre part là où les matériaux disponibles qui ont été utilisés sont peu coûteux et nuisibles à la nature. On trouve que la consommation mondiale annuelle d'eau en bouteilles a atteint des milliards de litres. Cela nécessite la production d'innombrables quantités de bouteilles, grandes et petites, qui sont généralement jetées dans la nature. Cet acte est nuisible à l'environnement. Seuls environ 20 % des bouteilles en plastique sont recyclées; 80 % finissent dans des décharges ou dans la nature. Ainsi, le processus de recyclage de ces déchets au profit de l'ingénierie Civile et Géotechnique, en tant que solution fiable, permet d'atteindre de nombreux objectifs en même temps que le traitement des affaissements du sol et l'amélioration de sa résistance pour le rendre apte à la construction. Comme ce type de sol est répandu dans les régions arides et semi-arides, il est nécessaire d'utiliser des matériaux disponibles dans ces régions, comme les fibres de sisal, dont les arbres poussent dans ces régions chaudes d'une part et dans le but de protéger l'environnement et de résoudre ce type de problèmes de sol d'autre part en trouvant des solutions économiques.

D'abord, et afin de déterminer la teneur optimale de Kaolinite donnant le potentiel d'affaissement maximal, une série d'essais œdométriques a été réalisée sur des échantillons de sable mélangé avec de la Kaolinite dans différentes proportions telles que : 0 %, 5 %, 10 %, 15 %, 20 %, 25 % et 30 % respectivement.

Pour étudier l'effet de la granulométrie sur le taux d'affaissement, on a effectué des essais de compression à l'œdomètre sur des sols reconstitué en utilisant des différentes tailles de grains de sable mélangé avec de la kaolinite.

Ensuite, et pour déterminer l'effet des fibres de polyéthylène et de sisal, distribuées aléatoirement, sur le comportement d'affaissement d'un sol affaissable, une autre gamme

d'essais de compression a été réalisée dans l'appareil œdométrique, sur des échantillons de sol renforcés avec des fibres de sisal de teneur de 1% , 2% et 5%, respectivement et de longueur 5mm, 10mm et 25mm, respectivement. En plus, des fibres de polyéthylène de teneur de 5%, 10% et 15% ont été aussi utilisées dans cette investigation. Trois différentes longueurs de ces fibres ont été respectivement prises, telles que: 5mm, 10mm et 25 mm respectivement.

Une autre technique de traitement a été optée pour étudier le phénomène d'affaissement. À cet effet, un mélange de 15% de laitier granulé broyé de haut fourneau (LGBH) et 85% de déchets de coquille d'œuf calcinée (COC) a été utilisé. Différentes teneurs de ce mélange ont été respectivement utilisées, à savoir: 5%, 10% et 15 % respectivement, dans des conditions de chargement œdométrique et triaxial. Les objectifs spécifiques du présent travail sont de déterminer l'effet de la teneur du produit de traitement, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, et du type de matériaux utilisés pour le traitement sur le potentiel d'affaissement et les paramètres intrinsèques des sols affaissables reconstitués au laboratoire.

2 Matériaux, Equipement

2.1 Matériaux

2.1.1 Le sol.

Le sol utilisé dans ce travail expérimental est reconstitué au laboratoire, il est composé de sable dont la courbe de distribution granulométrique est présentée dans la figure.3.15.

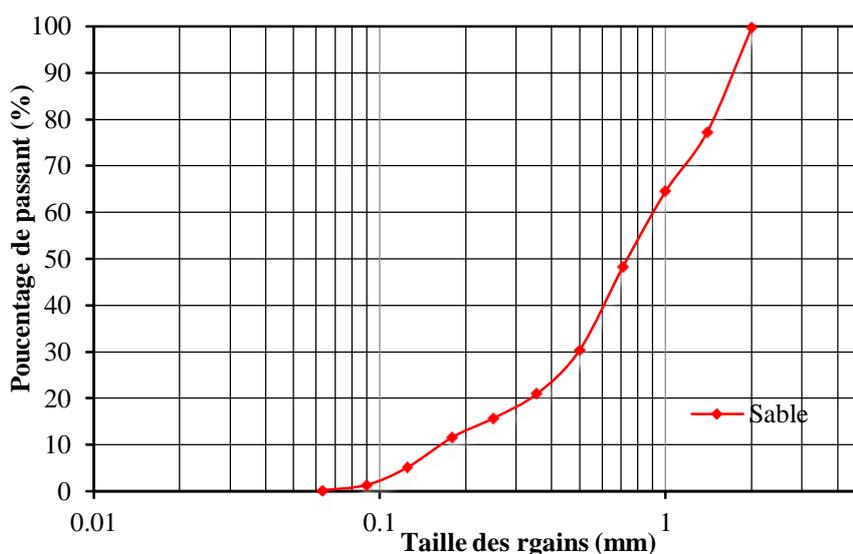


Figure 15. Courbe de distribution granulométrique du sable.

Le sable est mélangé avec de la Kaolinite (Argile de chine) (voir figure 17), sa formule chimique est $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$, dans des proportions de 0 à 45% afin de déterminer la teneur optimale en Kaolinite qui donne le potentiel d'affaissement maximal. Dans la suite de ce travail expérimental, une teneur de 25% de Kaolinite est retenue, car elle a donné un potentiel d'affaissement maximal [69][70]. Les propriétés de ce matériau sont indiquées au tableau 1. La figure 16 illustre la courbe granulométrique de la Kaolinite utilisée dans cette étude.

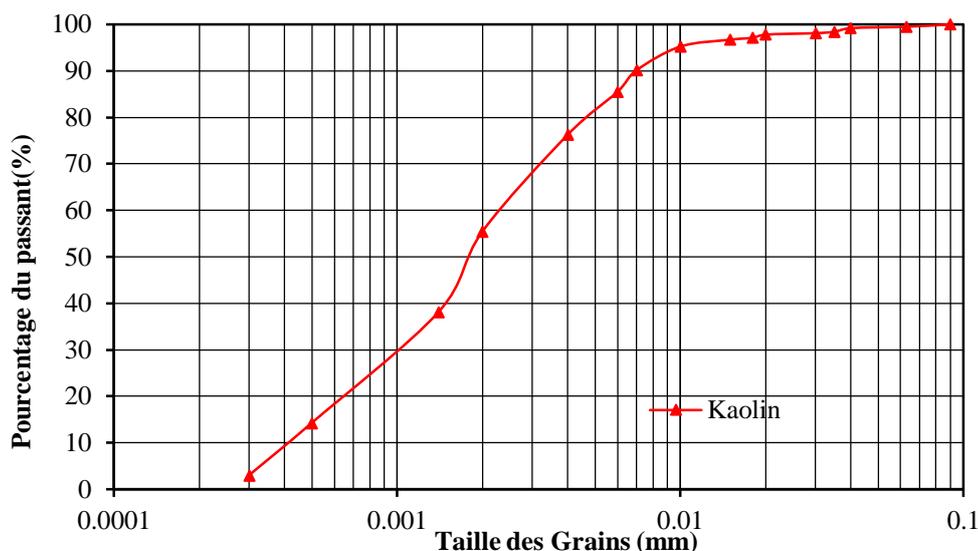


Figure 16. Courbe de distribution granulométrique de la kaolinite

Tableau 1. Propriétés de la Kaolinite utilisée dans l'étude

Propriétés	valeurs
Limite de Liquidité WL [%]	60
Limite de Plasticité W_P [%]	45
Indice de Plasticité IP [%]	15
Densité spécifique G_s	2.60
SPECIFICATION:	
SiO ₂	53%
Al ₂ O ₃	43%
H ₂ O	0.5% max
Densité:	2.5 g / cm ³



Figure 17. Kaolinite

La granulométrie du sol reconstitué utilisé dans ce travail est illustrée dans la figure 18, ainsi que les composants chimiques de ce dernier qui sont regroupé dans le tableau 2

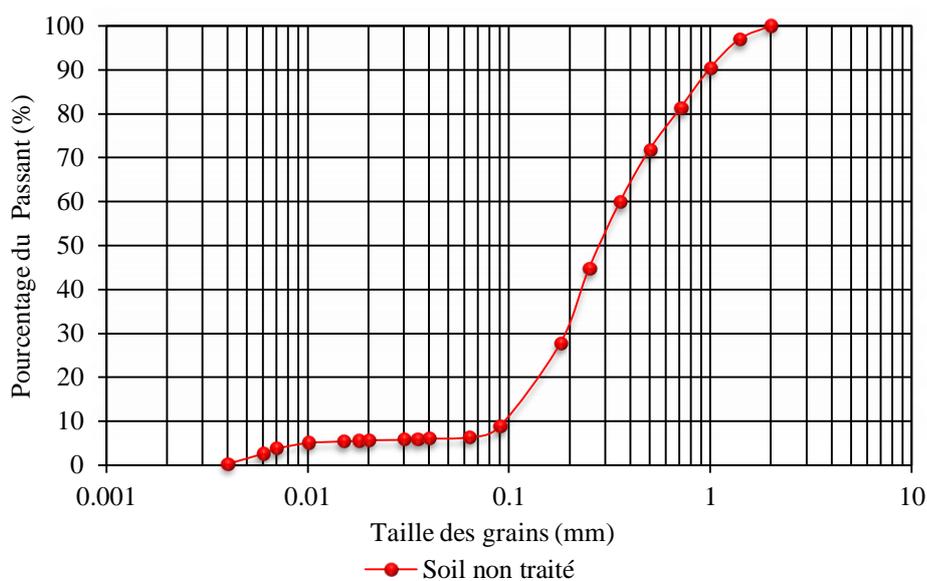


Figure 18. Courbe de l'analyse granulométrique du sol reconstitué

Tableau 2. Composition chimique du sol reconstitué

Élément	% de la masse	Atomique %	Intensité Totale
C	11.89	17.33	19.41
O	58.53	64.04	427.78
Al	14.14	9.18	264.37
Si	14.46	9.01	257.77
K	0.98	0.44	11.90

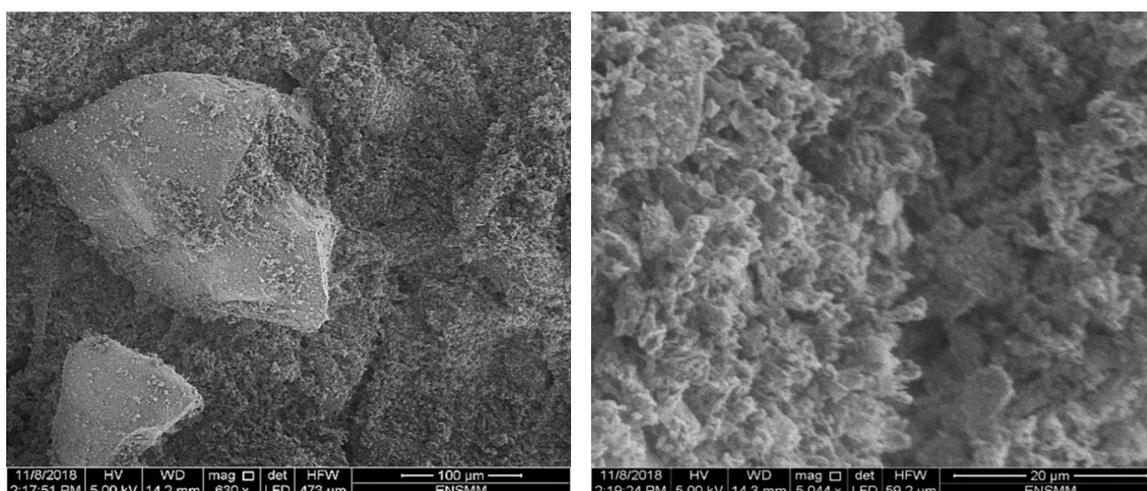


Figure 19. Microscope électronique à balayage d'un échantillon de sable argileux

Dans la figure 19, l'examen de la microstructure montre que l'échantillon dans les deux images présente une "structure ouverte" et compressible, les grains de sable sont enrobés par des particules fines qui assurent des liaisons entre les grains de sable.

Tableau 3. Propriétés géotechniques des différents sols.

Type de Sol	Caractéristiques	valeur
Sable (<2 mm)	Coefficient d'uniformité, Cu	5.27
	Coefficient de courbure, Cc	1.46
	Equivalent de Sable, Es (%)	80%
	Densité spécifique, Gs	2.65
Kaolinite (<80 µm)	Limite de Liquidité, WL (%)	60
	Limite de Plasticité, WP (%)	45
	Indice de Plasticité, IP (%)	15
	Densité spécifique, Gs	2.61
Sol Reconstitué (SNT)	Coefficient d'uniformité, Cu	3.74
	Coefficient de courbure, Cc	1.07
	Limite de Liquidité, WL (%)	17.6
	Limite de Plasticité, WP (%)	14.31
	Equivalent de Sable, Es (%)	77
	Densité spécifique, Gs	2.63
	Masse volumique sèche, ρ_d (g/cm ³)	1.61

2.1.2 Matériaux de traitement

Dans cette étude, nous avons utilisé deux types de fibres comme matériaux de renforcement, puis nous avons aussi utilisé un mélange de deux matériaux pour améliorer le comportement du sol. Les matériaux utilisés pour le traitement du sol affaissable sont :

2.1.2.1 Ciment

Le ciment utilisé dans les essais est du ciment Portland artificiel (APC) de type CEM I de résistance 42,5 ; provenant de la cimenterie d'Ain Touta (Wilaya de Batna), conforme à la norme algérienne NA 433/2002, de composition : Clinker : au moins 97%.

Ajouts : la proportion de constitutions secondaires est limitée à 3%. La densité absolue de ce produit est de 3,15 g/cm³. Le ciment CPA-CEM I 42,5 ES est adapté aux travaux en milieux fortement agressif. Il convient pour: Travaux de fondation souterrains, d'assainissement, en contact avec sols et eau. Les analyses concernant la composition chimique et les caractéristiques physico-mécaniques ont été réalisées dans le laboratoire du fabricant. Ils sont indiqués dans les tableaux 4 et 5,

Tableau 4. Composition chimiques et minéralogiques du ciment utilisé (%).

Caractéristiques chimiques et minéralogiques							
SO ₃	Cl	MgO	C ₃ S	C ₃ A	(C ₄ AF+2C ₃ A)	Résidus insoluble	Perte au feu
≥3.5	0.1	≤4.0	≥50	≤5.0	≤20.0	≤0.75	≤3.0

Tableau 5. Caractéristiques physiques et mécaniques du ciment utilisé.

Caractéristiques physiques		
Temps de prise mesuré sur pâte pure =		60 minutes.
Début		Fin
1h30 min		4h20 min
Retrait à 28 jours d'âge mesuré sur mortier normal =1000 µm / m		
Stabilité mesurée sur éprouvette de pâte pure = 05 mm		
Surface spécifique de Blaine 3200 cm ² /g ±250		
Consistance normale : 23% essai réalisé avec de l'eau distillée		
Caractéristiques mécaniques		
Les valeurs limites des résistances à la compression		
02 jours	07 jours	28 jours
≥ 10.0 N/mm ²	≥ 31.5 N/mm ²	≥ 40.0 N/mm ²

2.1.2.2 Fibres de polyéthylène

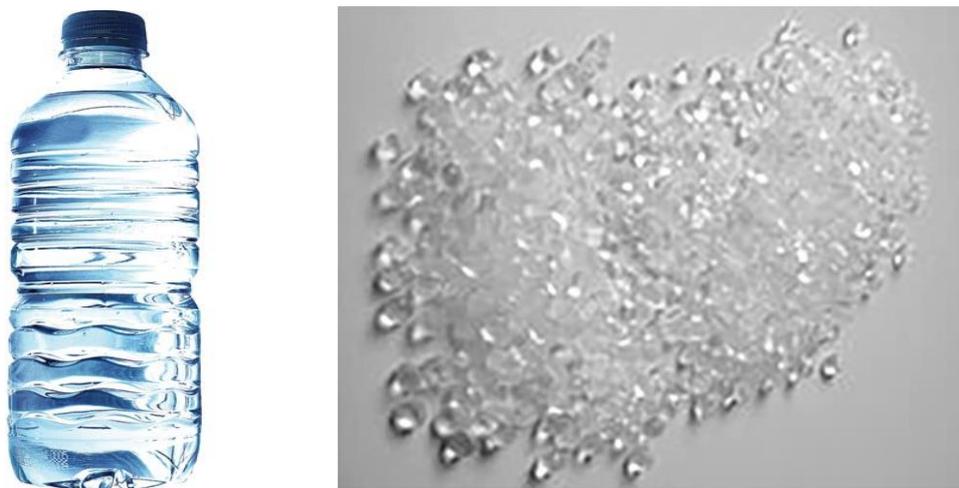


Figure 20. Matériau utilisé pour le traitement du sol (bouteille en polyéthylène)

Le polyéthylène dont le sigle générique est PE, appartient à la famille des polyoléfinés. C'est un important polymère, le plus simple et le moins cher de synthèse, avec le PP, le PVC et le PS. Sa production mondiale était estimée à 80 millions de tonnes en 2008 (il est plus résistant aux oxydants forts que le polypropylène), facile à manier et résistant au froid. Il est obtenu par polymérisation des monomères d'éthylène ($\text{CH}_2=\text{CH}_2$) en une structure complexe de formule générique : $-(\text{CH}_2-\text{CH}_2)_n-$. Cette matière plastique est principalement utilisée pour la fabrication de bouteilles, flacons, pots, films et feuilles, fibres, ...etc.

La figure 20 présente les bouteilles d'eau usées jetées dans la nature ce qui présente un grand danger à cette dernière.



Figure 21. Fibres de sisal utilisées pour le renforcement du sol

La consommation annuelle mondiale de l'eau embouteillée a atteint 189 milliards de litres en 2007. Ceci nécessite la production de quantités innombrables de bouteilles grandes et petites qui finissent par être éliminées dans nos dépotoirs. Cet acte est nuisible pour l'environnement comme illustré sur la figure 21. Les Américains envoient environ 40 milliards de bouteilles d'eau aux sites d'enfouissement chaque année. Pour cette raison, nous avons pensé à exploiter ce type de matériau au lieu de l'abandonner dans la nature. La figure 3.22 illustre les fibres de polyéthylène produites de bouteilles d'eau.



Figure 22. Fibres de polyéthylène utilisées pour le renforcement du sol

Il s'agit d'un matériau recyclé provenant de la bouteille en plastique. Ce plastique se décompose complètement dans la nature après des centaines d'années. Des fibres de 5, 10 et 25 mm de longueur ont été utilisées à des teneurs de 5, 10 et 15% respectivement pour renforcer le sol et diminuer le taux d'affaissement (figure 24).

2.1.2.3 Fibres de sisal



Figure 23. Fibres de sisal utilisées pour le renforcement du sol

Le sisal, illustré à la figure 23 est une fibre naturelle, dont le nom botanique est sisalan, qui produit des fibres rigides utilisées dans la fabrication de divers produits. Le sisal est biodégradable, il s'agit donc d'une fibre respectueuse de l'environnement. Dans cette étude, la teneur en fibre de sisal utilisée est de 0,5% avec une longueur de 5 mm.

2.1.2.4 La coquille d'œuf

Les matériaux utilisés pour le traitement du sol dans la deuxième partie de cette étude sont : La coquille d'œuf qui a été obtenue à partir d'œufs blancs et bruns dans un état semi-concassé, elle est ensuite lavée avec de l'eau du robinet pour éliminer les odeurs et tous les types de

contaminants, et elle est séchée à l'étuve pendant 24 heures sous une température de 40 °C. Ensuite, elle est calcinée dans un four à moufle, à 900 ° C pendant 2 heures pour permettre au carbonate de calcium d'être transformé complètement en oxydes de calcium (voir figure 24) [71][72][73]. À l'aide de l'appareil Micro-Deval, la coquille d'œuf calcinée est broyée finement en poudre. Ensuite, le produit est identifié par des techniques physico-chimiques adéquates, telles que le MEB et l'EDM. La structure microscopique de la coquille d'œuf calcinée et intacte est illustrée dans la figure 24. Selon l'analyse EDM présentée dans le tableau 3.6, les propriétés chimiques de la coquille d'œuf calcinée sont similaires à celles de la chaux, dont la composition principale est le CaO où sa teneur dans la coquille d'œuf calcinée est d'environ 92,02%. Cette quantité élevée d'oxydes de calcium contenus dans la coquille d'œuf calcinée montre qu'elle peut interagir avec le LGBF et former un matériau cimentaire.

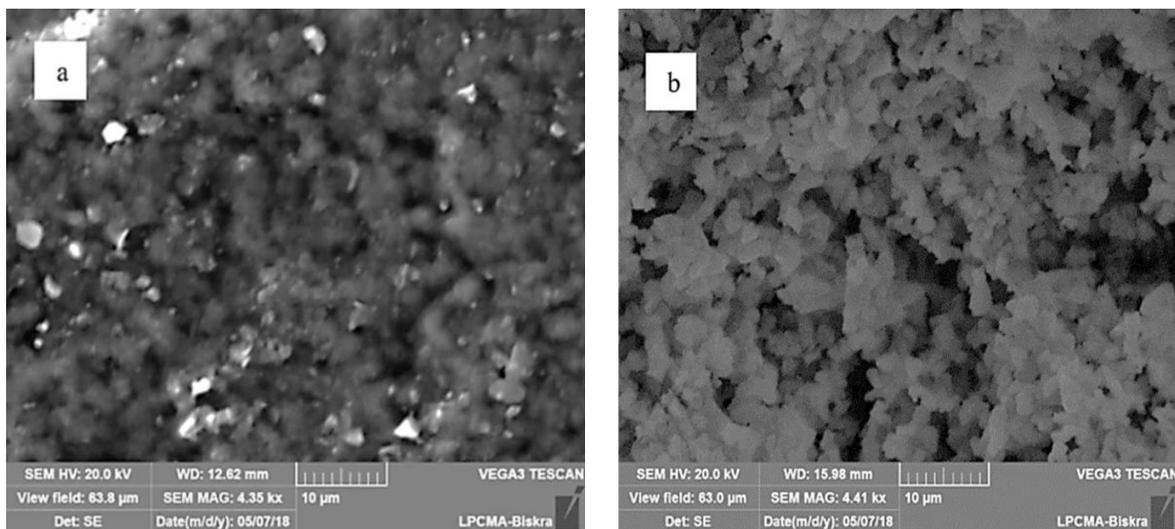


Figure 24. Transformation de la microstructure de la coquille d'œuf : a) avant calcination, b) après calcination.

2.1.2.5 Le laitier

Le laitier de haut fourneau est un produit à base de calcium-silicate retiré de la partie supérieure du fer en fusion lors de son extraction du minerai dans un haut fourneau. Habituellement, il est rapidement refroidi jusqu'à un état vitreux et broyé pour être utilisé dans des matériaux de construction [74] . Par l'étape de trempe à l'eau et par la diminution rapide de la température, la plupart des composés n'ont pas atteint une phase stable. Le laitier conservant son ancienne structure comme un corps vitreux montre une bonne activité. D'après les statistiques, 0,3 à 1 tonne de BFS est produite lors de la production d'une tonne de fonte brute. Le déversement et l'accumulation de BFS

nécessitent non seulement beaucoup de main-d'œuvre, de matières premières et d'investissements financiers, mais polluent également l'environnement. Ainsi, la préparation de géopolymères en utilisant les laitier de haut fourneau pour le recyclage des déchets solides, la réduction des coûts énergétiques et des émissions de CO₂ est d'une grande importance [75].

Le LGBF a fait l'objet de plusieurs recherches [76]. Ce LGBF a été fourni par l'Unité Métallurgique d'El Hadjar, dans la ville d'Annaba. Il a été séché au four et broyé avec la machine Micro Deval de manière similaire à la coquille d'œuf calcinée [77].

Tableau 6. Propriétés chimiques et physiques des additifs.

Composition ou propriété	COC (%)	LGBF (%)
CaO	92,02	42,71
MgO	1,21	2,25
SiO ₂	0,41	41,07
Na ₂ O	0,19	0,25
SO ₃	0,12	0,28
Al ₂ O ₃	0,11	9,06
K ₂ O	0,09	0,83
Fe ₂ O ₃	0,02	3,31
Surface Spécifique (cm ² .g)	2954	2985

2.2 Equipement

2.2.1 Appareil de compactage.

Le dispositif de compactage conçu initialement par Ayadat [78], consiste en une tige verticale de 150 mm de long et de 12,2 mm de diamètre. Elle est attachée à un disque horizontal de 50 mm de diamètre et de 5 mm d'épaisseur. Un disque mobile glisse le long de la tige verticale de 136 g, 16,4 mm d'épaisseur et 39,2 mm de diamètre comme indique la figure 25.

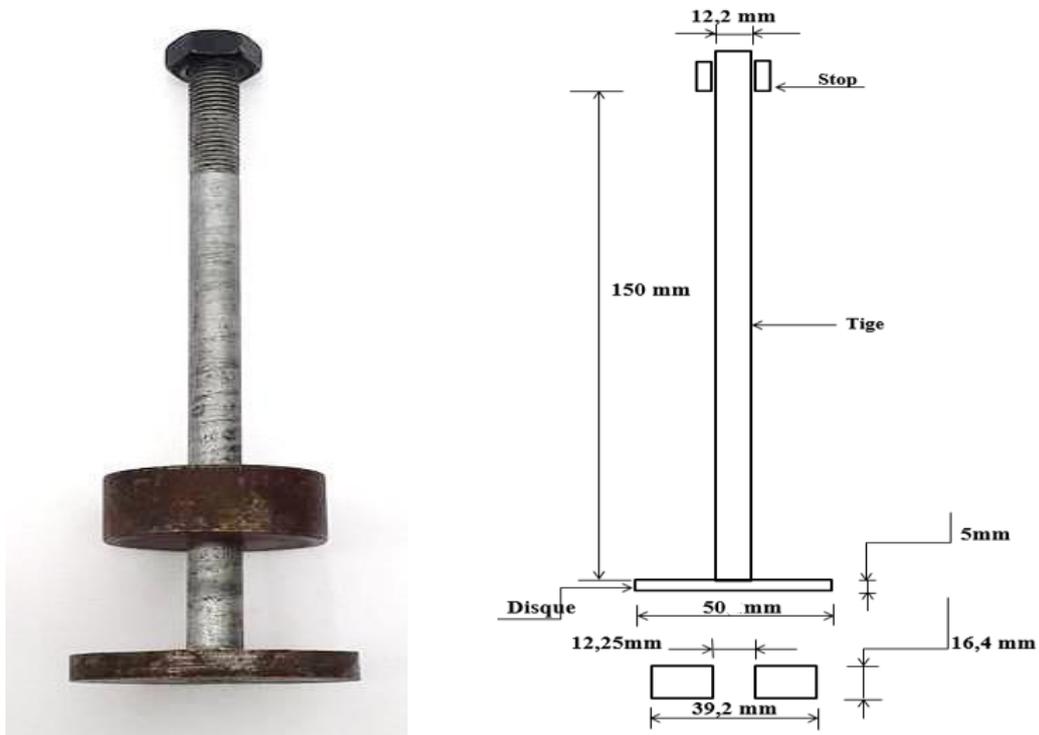


Figure 25. L'appareil de compactage

3 Essais

3.1 Essai à l'œdomètre

L'essai à l'œdomètre est la méthode la plus utilisée pour évaluer les potentiels d'affaissement des sols en laboratoire. Des auteurs l'ont utilisé et l'ont trouvé le plus efficace parmi eux en site Abelev (1948)[79] ; Jennings & Knight (1975)[80] ; Nouaouria et al (2008)[81] ; Northmore et al. (2008) [82] ; Adjabi et al(2017 ,2021(a) ; 2021(b)).[70][83][84].



Figure 26. Appareil de l'œdomètre

Jennings et Knight (1975)[80] ont suggéré une méthode utilisant l'œdomètre double pour déterminer le potentiel d'affaissement qui n'est qu'un guide de l'affaissement qui peut être rencontré. L'appareil utilisé est caractérisé par un comparateur de 0.001 mm par division. Pour mesurer la compression verticale, des anneaux de 50 mm de diamètre et de 20 mm d'épaisseur sont généralement utilisés. La procédure de chargement est d'appliquer des incréments de charge à condition que la contrainte soit doublée à chaque incrément. Une série de chargement de 50, 100, 200, 400, 800 et 1600 kPa est utilisée.

En plaçant un spécimen non perturbé à la teneur en eau naturelle dans un anneau de consolidation (figure 26). Le spécimen est ensuite progressivement chargé jusqu'à une pression de 200 kPa. A cette pression, l'éprouvette est inondée d'eau puis l'essai de consolidation est poursuivi jusqu'à sa limite de charge maximale normale. La figure. 3.29 montre la courbe typique de l'essai d'affaissement. Le potentiel d'affaissement (CP) est alors défini comme suit :[80]

$$CP = \frac{\Delta H}{H_0} * 100\% = \frac{\Delta e_c}{1+e_0} * 100\% \quad (1)$$

Où ΔH : est la variation de la hauteur du spécimen lors de l'inondation,

H_0 : est la hauteur initiale du spécimen,

Δe_c : est la variation du taux de vide du spécimen lors de l'inondation et

e_0 : est le taux de vide avant l'inondation.

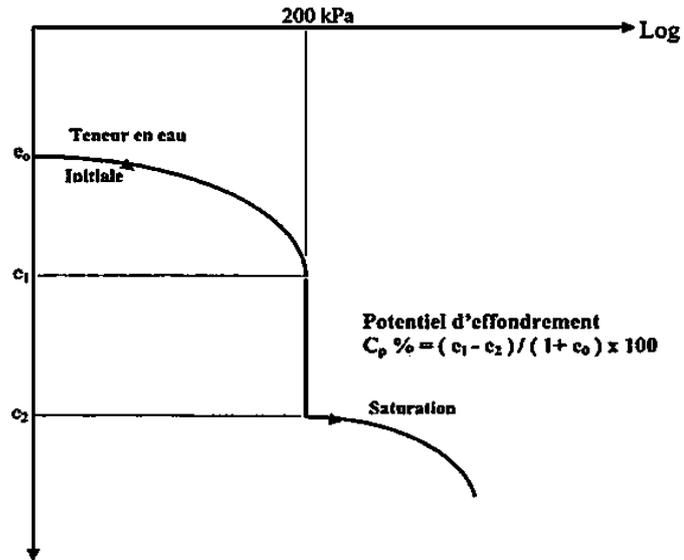
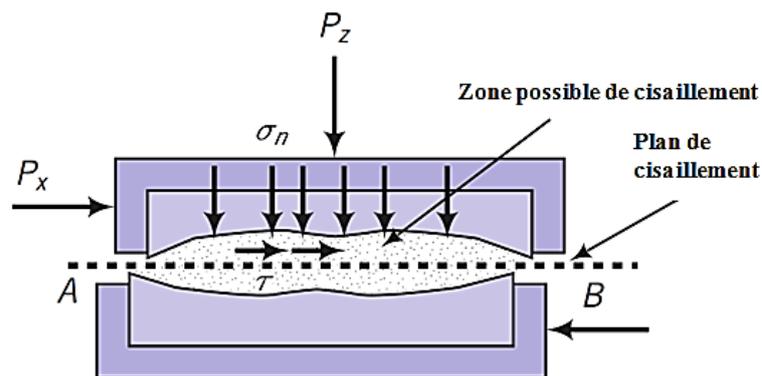


Figure 27. Courbe œdométrique typique d'un sol affaissable d'après Jennings et Knight (1975)

3.2 Essai de cisaillement à la boîte

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés à l'aide d'un appareil de cisaillement direct. La boîte de cisaillement direct est montrée dans la figure 28.

Une série d'essais de cisaillement direct à la boîte a été réalisée sur des échantillons reconstitués préparés à partir de la kaolinite et du sable normalisé, pour décrire principalement l'influence de la contrainte normale, sur la résistance des sols affaissables compactés et traités par des fibres de sisal et de polyéthylène et ayant une cimentation artificielle par ciment CPA.



a) Schéma de la cellule carré de l'appareil

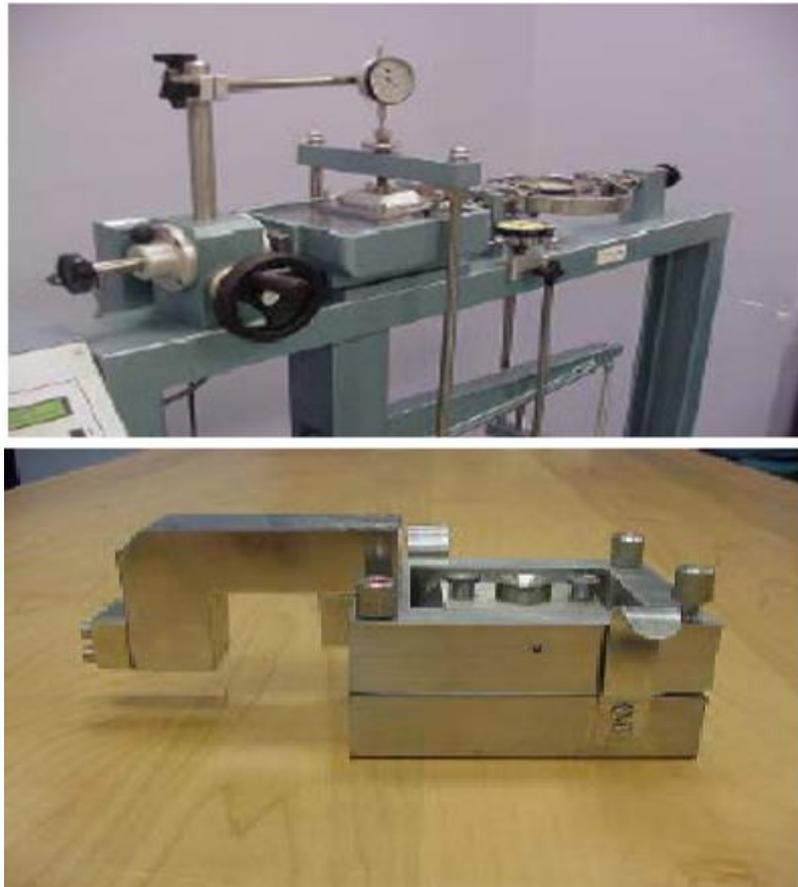


Figure 28. La boîte de cisaillement direct

La figure 29 représente la droite intrinsèque de Mohr-Coulomb. Cette courbe est correctement approximée par une droite appelée critère de rupture de Mohr-Coulomb et définie par l'équation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan\varphi + c \quad (2)$$

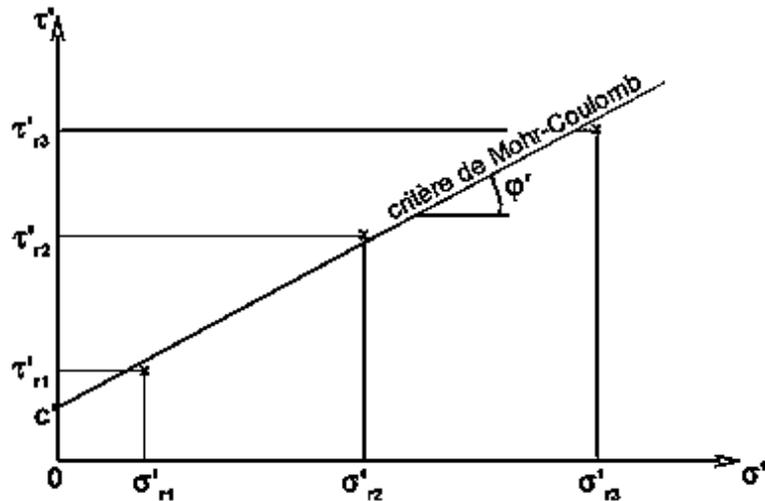


Figure 29. Critère de Mohr-Coulomb

avec

- τ résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite)
- σ contrainte normale
- φ est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.
- c est appelée la cohésion. La cohésion traduit l'« effet de colle » que l'on observe dans des

3.3 Essai à l'appareil Triaxial

L'appareil triaxial est un appareil largement utilisé pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement et la relation contrainte-déformation des sols. Dans l'essai triaxial, un échantillon cylindrique de sol, dont le rapport longueur/diamètre est généralement de 2, est soumis soit à une augmentation contrôlée des contraintes axiales, soit à des déplacements axiaux et à des contraintes radiales. L'échantillon est confiné latéralement par une membrane, et les contraintes de confinement (pressions cellulaires, pressions de consolidation) sont appliquées à l'eau en pression dans une cellule en plexiglas.

L'appareil triaxial est polyvalent ; on peut (1) contrôler indépendamment les contraintes axiales et radiales appliquées, (2) réaliser des essais dans des conditions drainées et non drainées, et (3) contrôler les déformations ou les contraintes appliquées. Une variété d'essais peut être réalisée dans l'appareil triaxial

La déformation axiale de l'échantillon au cours de l'essai est donnée par :

$$\varepsilon = \delta h / h_0 \quad (3)$$

Les cercles de Mohr à la rupture tracés dans le plan de Mohr sont tangents à la droite intrinsèque de Mohr-Coulomb (figure 30). Il est donc possible d'en déduire les valeurs de la cohésion c et de l'angle de frottement interne φ du sol.

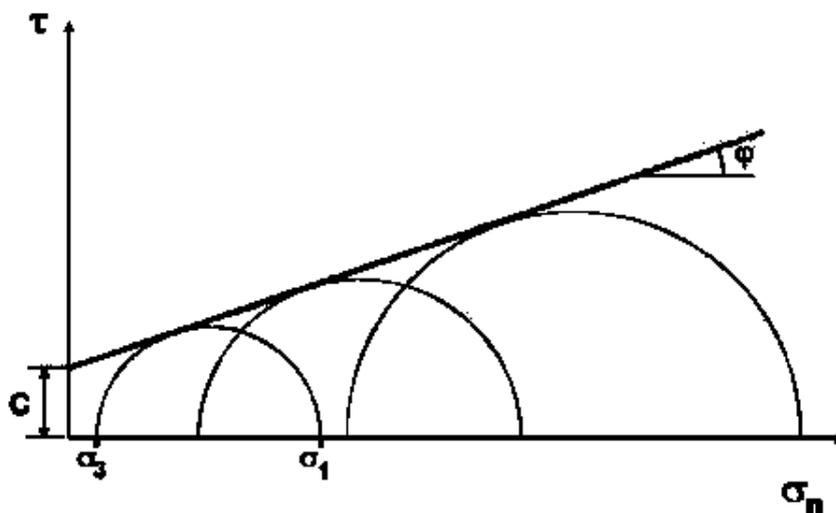


Figure 30. Cercle de Mohr du test Triaxial

3.4 Programme d'essai

Dans cette étude, le comportement d'affaissement est évalué avec une teneur en eau initiale de 4%.

La première série d'essais a été réalisée sur sept échantillons reconstitués à partir du sable normalisé et de Kaolinite dans diverses proportions en masse de Kaolinite/Sable, telles que : 0/100, 5/95, 10/90, 15/85, 20/80, 25/75 et 30/70, comme indiqué dans le Tableau 7.

Tableau7. Caractéristiques des sols reconstitués.

Désignation	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Kaolinite(%)	0	5	10	15	20	25	30
Sable normalise (%)	100	95	90	85	80	75	70
Eau %	4	4	4	4	4	4	4

Le deuxième jeu d'essais est effectué sur sept types de sols reconstitués au laboratoire de sable normalisé, tamisé en différentes classes de grosseur comme illustré dans le tableau 8.

La teneur en kaolinite utilisée dans ce jeu d'essai correspondant à 25% est la teneur optimale ayant donné un potentiel d'affaissement plus élevé dans le premier jeu d'essais avec une teneur en eau de 4%.

Tableau 8. Caractéristiques des sols reconstitués.

Désignation	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Kaolinite (%)	25	25	25	25	25	25	25
Grosseur du sable retenu sur tamis	125	180	355	500	710	1	1.4
Eau (%)	4	4	4	4	4	4	4

Et enfin, et d'après Adjabi et al (2018)[70], la troisième série d'essais qui est effectuée sur un sol reconstitué au laboratoire de sable normalisé, la teneur en kaolinite utilisée dans ce jeu d'essai correspondant à 25% est la teneur optimale avec 4% de teneur en eau. Le procédé d'amélioration est d'ajouter à l'échantillon des pourcentage de fibres de polyéthylène (5% , 10%, 15%) à des différents longueur (5mm, 10mm, 15mm) où l'orientation des fibres est aléatoire puis on charge l'échantillon et on note chaque fois le tassement suivant la méthode de Jennings et Knight [80](décrite ci-dessus). Une autre série d'essais est effectués de la même manière mais avec des fibres de sisal avec la même longueur que celle de polyéthylène et avec une teneur de 0.5% et 1%.

Après avoir déterminé la teneur et la longueur de fibre du polyéthylène et celle de fibre de sisal dans le but de réduire le potentiel d'affaissement, le sol reconstitué est bien mélangé avec 15% de fibres de polyéthylène ou avec 0.5% de fibres de sisal de 5mm de long. Dans la première série d'essais, le mélange est placé dans un anneau œdométrique et compacté avec différentes valeurs d'énergie de compactage comme illustré dans le tableau 9, afin d'examiner l'effet du compactage. Dans la deuxième série d'échantillons, le ciment est ajouté en trois teneurs différentes, à savoir 1, 2 et 5% pour examiner l'effet du ciment sur le potentiel d'affaissement. Enfin, une combinaison est effectuée entre le ciment et l'énergie de compactage pour évaluer l'influence de ces deux paramètres sur le potentiel d'affaissement cela est détaillé dans le travail de Adjabi et al (2021) [84].

Tableau 9. Programme d'essai pour le renforcement avec fibre de polyéthylène et de sisal

longueur du renfort (mm)	Pourcentage du renforce par fibre de polyéthylène (%)	Pourcentage du renforce par fibre de sisal (%)
0mm	0%	0
5mm	5%	0.5
	10%	1
	15%	/
10mm	5%	0.5
	10%	1
	15%	/
25mm	5%	0.5
	10%	1
	15%	

Les essais d'affaissement ont été réalisés toujours selon la procédure de Jennings et Knight [80]. D'après Ayadat [78], le compactage est effectué à l'aide d'un disque creux tombant d'une hauteur constante de $H = 150$ mm. Ce disque glisse librement le long de la tige verticale jusqu'à ce qu'il heurte la base circulaire du dispositif qui transmet le choc à l'échantillon.

Des essais de cisaillement direct ont été réalisés pour les échantillons traités. Les échantillons sont soumis à différentes pressions normales ($\sigma = 100, 200, 300$ kPa) respectivement pour obtenir la cohésion c et l'angle de friction interne ϕ . Deux types d'échantillons ont été testés : des échantillons non saturés et des échantillons saturés afin d'étudier leur comportement avant et après l'affaissement.

Pour la deuxième partie de cette recherche expérimentale, un autre type de traitement qui est le mélange de coquille d'œuf calciné et le laitier granulé broyé de haut fourneau est utilisé pour diminuer ou même pour éliminer le degré l'affaissement du sol et de le rendre non affaissable. Comme illustré dans le travail de recherche qui a été faite par Adjabi et al (2021)[83] le sol reconstitué est bien mélangé manuellement, avec 5%, 10% et 15% de matériaux de traitement pour étudier l'influence de la teneur de traitement sur le potentiel d'affaissement. La teneur en eau est de 4%, 6% et 8% pour déterminer l'effet de la teneur en eau sur les paramètres du sol affaissable traité. Ces échantillons ont été soumis à différentes énergies de compactage telles que 20, 40 et 60 coups par couche respectivement en utilisant un dispositif de compactage développé au laboratoire [78]. Dans la première série d'essais, l'échantillon homogène est placé dans l'anneau œdométrique et compacté avec différentes

valeurs d'énergie de compactage comme illustré dans le tableau 10. Les essais d'affaissement ont été effectués selon la procédure de Jennings et Knight [80].

Les essais triaxiaux ont été réalisés selon les normes d'essais établies par ASTM D2850 [85]. Des essais non consolidés et non drainés (UU) ont été réalisés sur les spécimens cylindriques des échantillons traités de 50mm de diamètre et 100mm de hauteur. Les échantillons ont été préparés dans les mêmes conditions que pour les essais œdométriques. Les échantillons sont soumis à différentes pressions normales ($\sigma_3 = 100, 200, 300$ kPa) respectivement pour obtenir les paramètres de résistance au cisaillement (c et ϕ).

En outre, des images au microscope électronique à balayage ont été réalisées pour examiner les nouveaux composés créés par la réaction entre le stabilisateur et les particules du sol.

La série d'essais effectués et les proportions de différents additifs sont illustrées dans le tableau 10.

Tableau 10. Différents additifs utilisés dans le sol traité

Tests	COC+ LGBF (85%+15%)	Teneur en eau (w %)	Nombre de coups/ couches
Sol non traité (Sable+ kaolin)	0	4	20, 40, 60
		6	20, 40, 60
		8	20, 40, 60
Sol traité avec (COC+ LGBF) (85%+15%)	5	4	20,40,60
		6	20,40,60
		8	20,40,60
	10	4	20,40,60
		6	20,40,60
		8	20,40,60
	15	4	20,40,60
		6	20,40,60
		8	20,40,60

3.5 Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Le microscope électronique à balayage (MEB) (figure 31) utilise un faisceau focalisé d'électrons à haute énergie pour générer une variété de signaux à la surface de spécimens solides. Les signaux qui dérivent des interactions électron-échantillon révèlent des informations sur l'échantillon, notamment la morphologie externe (texture), la composition chimique, la structure cristalline et l'orientation des matériaux qui le composent. Dans la plupart des applications, les données sont recueillies sur une zone sélectionnée de la surface de l'échantillon, et une image bidimensionnelle est générée qui affiche les variations spatiales de ces propriétés. Des zones d'une largeur d'environ 1 cm à 5 microns peuvent être imagées en mode balayage à l'aide des techniques classiques de MEB.



Figure 31 . Appareil Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Cette technique est utilisée pour déterminer les caractéristiques morphologiques du sol affaissable renforcé de fibres et de ciment Portland artificiel, ainsi que du Stabilisateur qui se compose de la coquille d'œuf d'œufs calciné (COC) et du laitier (LGBF).

4 Conclusion

Ce chapitre comprend une présentation des tests de caractérisation réalisés sur les différents matériaux (sable et kaolin) utilisés dans notre étude. Il présente également, la méthode de préparation du sol reconstitué, un aperçu et une présentation détaillée des différents matériaux de traitement, ainsi que les essais utilisés pour déterminer les propriétés du sol traité. La teneur en eau, en fibres ou en stabilisants doit être choisie avec soin, car c'est elle qui détermine l'efficacité de ce traitement.

Chapitre 4 : Résultats et discussions

1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de montrer l'effet de la teneur en argile ainsi que la taille des grains de sable sur le potentiel d'affaissement. Une synthèse sur l'influence du traitement avec des fibres de polyéthylène et des fibres de sisal avec une combinaison de ciment et de compactage est présentée. L'influence de ce type de renforcement sur la résistance au cisaillement du sol affaissable en utilisant la boîte de cisaillement a été décrite.

Ce chapitre décrit aussi une étude générale et détaillée du potentiel d'affaissement, de cohésion et de l'angle de frottement interne des sols affaissables traités avec un stabilisateur chimique associé avec une méthode technique de traitement qui est le compactage en utilisant l'œdomètre et l'appareil triaxial.

2 Influence de teneur en argile sur le CP

La figure 4.32 montre l'influence de la teneur en kaolinite sur le CP. Il est à constater que le potentiel d'affaissement des sols dépend de la teneur en argile présentée dans leur structure ce qui confirme l'observation faite par Lawton et al. [31]. A partir de la figure 34 il est clair que le potentiel d'affaissement est négligeable quand la teneur de kaolinite est inférieure à 10%. Tandis que l'affaissement peut atteindre son maximum au voisinage de 25%. Alors la teneur en kaolinite optimale est de 25%. Ce résultat s'inscrit dans l'intervalle établi par Lawton et al. (1992) [31] qui indique que le maximum du potentiel d'affaissement est obtenu lorsque la fraction argileuse est comprise entre 10% et 40%. Il est compatible aussi avec l'étude de El Howayek et al. (2011) [86], dans laquelle il a été prouvé que pour des fractions d'argile comprises entre 5% et 25% de sable-kaolin ont donné un affaissement beaucoup plus élevé que celui des mélanges limon-argile ou silt-argile.

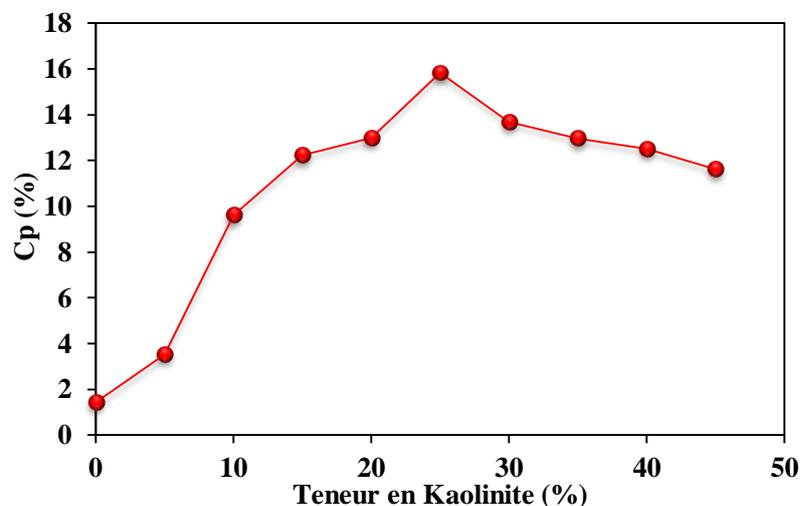


Figure 32 . Effet de la teneur en kaolin sur le potentiel d'affaissement.

3 Influence de la taille des particules de sable sur CP

Une série d'essais œdométriques a été réalisée dans le but de montrer l'influence de la taille des grains de sable sur le potentiel d'affaissement ce dernier varie entre 13.5% et 9.2%. ces résultats allant de « Troubles » à « Troubles sévères » selon la classification de Jennings et Knight [80]. Il est clair d'après cette figure que le potentiel d'affaissement subit une augmentation de 9.17% pour la taille de 90 μm . jusqu'à la taille 500 μm . où il atteint la valeur de 13.55% puis il diminue à la valeur de 12.12%. On constate que le sol contenant un sable de classe 500 μm subit le plus grand affaissement (potentiel d'affaissement le plus élevé) de CP = 13.5% comme le montre la figure 33.

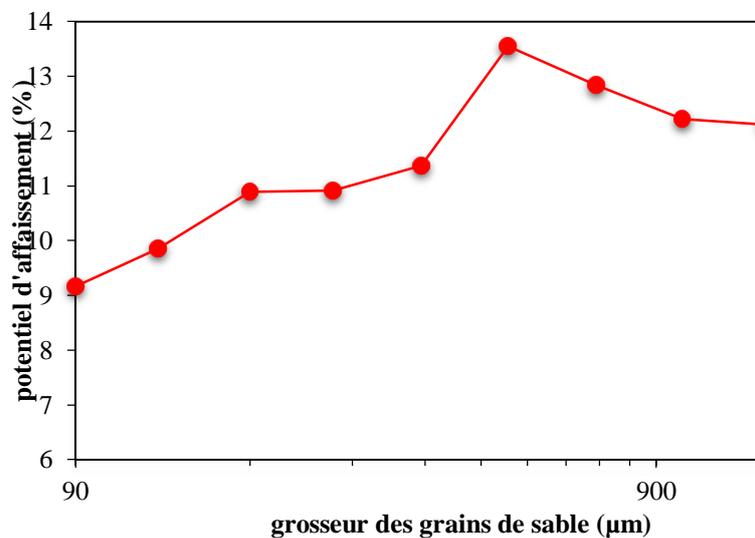


Figure 33. Influence de la taille des grains solide du sable sur le potentiel d'affaissement.

Pour mieux détailler les résultats d'affaissement de sable de taille de 500 μm sont donnés au tableau 11 et illustrés dans la figure 34.

Tableau 11. Essai à l'œdomètre pour un sable de taille 500 μm

Charge (kPa)	5	25	50	100	Saturation		400	800	1600
Lecture (mm)	0,03	0,12	0,2	0,388	200	200	3,76	3,97	4,152
Hauteur (mm)	18,13	18,04	17,96	17,772	17,04	14,61	14,4	14,19	14,008

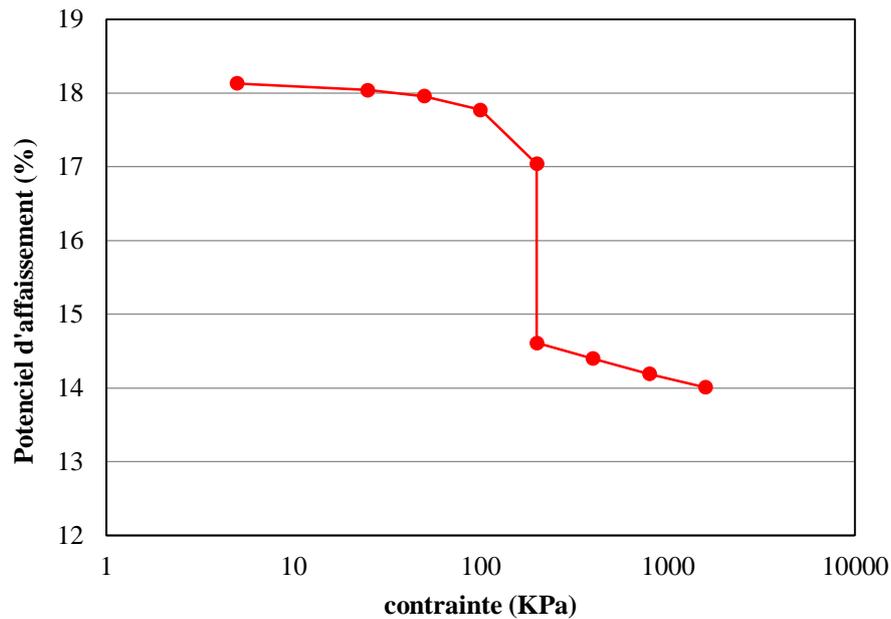


Figure 34. Le potentiel d'affaissement pour la taille 500µm.

4 Sol traité avec fibres

Selon les essais de compression à l'œdomètre, le potentiel d'affaissement pour un sol affaissable traité varie en fonction de l'un des deux paramètres suivants :

- teneur du matériau de renforcement utilisé ;
- l'énergie de compactage appliquée.

Cette variation est bien détaillée ci-après

4.1 Influence de la teneur en polyéthylène et de sisal

Afin de préserver l'environnement et de réduire les décharges publiques les fibres de polyéthylène sont utilisées comme matériau de renforcement à des différentes proportions (5%. 10%. 15%) et à différentes longueurs (5mm. 10mm. 25mm) qui sont indiqués dans le tableau 12. Le sol ainsi reconstitué est soumis à l'œdomètre en appliquant un chargement croissant par incrément en double pour déterminer l'influence du renforcement sur le potentiel d'affaissement.

Tableau 12. Potentiel d'affaissement en fonction du renforcement par fibre de Polyéthylène

longueur du renfort (mm)	pourcentage	CP
	du renfort %	
0mm	0%	17,28
5mm	5%	14,71
	10%	12,31
	15%	9,70
10mm	5%	11,42
	10%	11,54
	15%	10,55
25mm	5%	12,76
	10%	10,20
	15%	11,82

Les résultats sont regroupés dans le tableau 12. Il est à noter que pour le sol traité le potentiel d'affaissement varie de 9.7% à 14.7% pour une longueur de fibre de renforcement égale à 5mm et 10.5% à 11.5 % pour une longueur de fibre de renforcement égale à 10mm et de 12.8% à 10.2% pour une longueur de 25mm.

Ces résultats suggèrent que les longues fibres et leurs teneurs très élevés de fibre réduisent le couplage des particules de sol et par conséquent, les particules de sol et les fibres n'agissent pas comme une masse unique et cohérente [87].

La comparaison qui a été faite en utilisant la classification de Jennings et Knight [80], comme le montre le tableau 14, permet de classer ces sols dans un état de « troubles sévères » mais pour une longueur de renforcement de 5mm et une teneur en polyéthylène de 15% le potentiel d'affaissement a diminué d'environ de 43%.

Les fibres de polyéthylène jouent un rôle de matelas et réduit la migration des grains fins qui est l'un des mécanismes d'affaissement d'après Ayadat et al. (1995)[38], ces fibres conservent aussi les liaisons intergranulaires de se détruire.

Tableau 13. Potentiel d'affaissement en fonction du renforcement par fibre de sisal

longueur du renfort (mm)	pourcentage du renforce %	CP
	0%	17.28
5mm	0.5 %	12.48
	1%	15.42
10mm	0.5 %	14.64
	1%	13.06
25mm	0.5 %	15.61
	1%	12.50

Selon le tableau 13 et la figure 35 qui représentent l'affaissement du sol renforcé par des fibres de sisal on remarque que pour une longueur de fibre égale à 5mm. Le potentiel d'affaissement est varié entre 12.48 pour une teneur en fibre de 0.5% et 15.42% pour une teneur en fibre de 1%. Il varie entre 14.64% et 13.06% pour une longueur de fibre égale à 10 mm. La longueur de fibre de 25 mm donne un potentiel variant entre 15.61% et 12.50%. Alors le degré d'affaissement diminue de 17.28% pour un sol non traité à 12.48% pour la teneur en fibre de 0.5%. Donc la teneur en fibre optimale est de 0.5% de 5mm de longueur. On peut classer le degré d'affaissement en « troubles sévères » selon la classification de jenning et knight(voir tableau 14)[80].

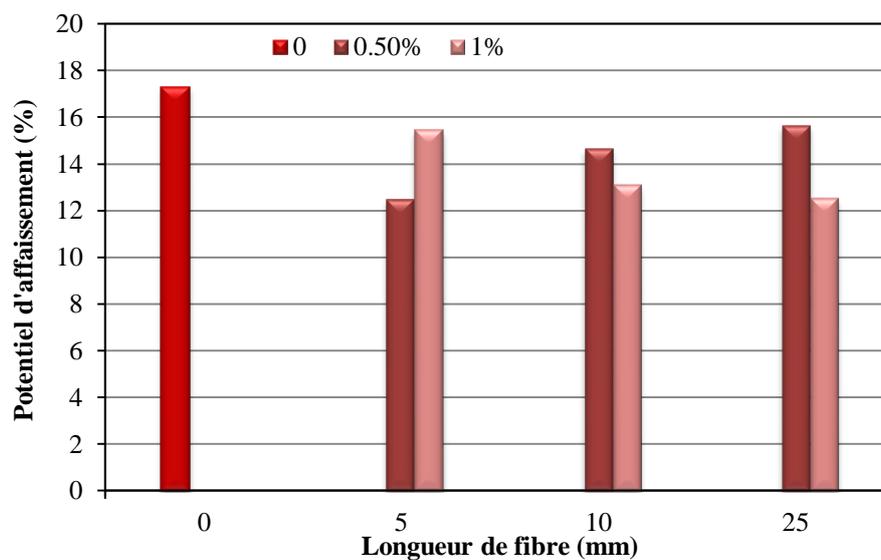


Figure 35. Le potentiel d'affaissement pour le renforcement par fibre de sisal.

Tableau 14. Valeurs du potentiel d'affaissement selon Jennings et Knight(1975)[80]

CP	Evaluation du risque
0% à 1%	Pas de risque
1% à 5%	Troubles modérés
5% à 10%	Troubles
10% à 20%	Troubles sévères
>20%	Troubles très sévères

Il est à noter que le CP a diminué de 17.3% pour un sol non traité à 9.7% pour un sol traité par fibre de PE et à 12.48% pour renforcement en fibres de sisal mais il reste élevé et le risque d'affaissement est toujours présent ce qui nous ramène à combiner cette technique de renforcement avec une autre technique telle que l'augmentation de l'énergie de compactage.

4.2 Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement (CP)

L'effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du sol traité avec des fibres de polyéthylène et avec de fibre de sisal est présenté dans le tableau 15. Il est bien montré que le CP diminue avec l'augmentation du nombre de coups par couche. Le renforcement par fibre de PE l'affaissement se réduit de 9.41% pour 5 coup/ couche à 5.34% pour une énergie de compactage égale à 0.326 KJ/dm³. La diminution du potentiel d'affaissement est dans les limites de 70% (voir Figure 36).

Tableau 15. Effet du compactage sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé avec des fibres

Nombre de coups/ couche.	5	10	15	20	25
Énergie de compactage [KJ/dm ³]	0,065	0,13	0,195	0,261	0,326
CP (%) (Fibres de polyéthylène)	9,41	8,67	7,51	6,64	5,34
CP (%) (Fibres de sisal)	12,39	11,73	10,31	9,07	/

Le potentiel d'affaissement est alors considéré comme un problème selon la classification de Jennings et Knight [80].

On constate que le compactage a une grande influence sur le taux d'affaissement car il diminue l'indice des vides entre les grains et le sol agit comme une seule bloque et empêche le déplacement des grains d'un niveau à un autre.

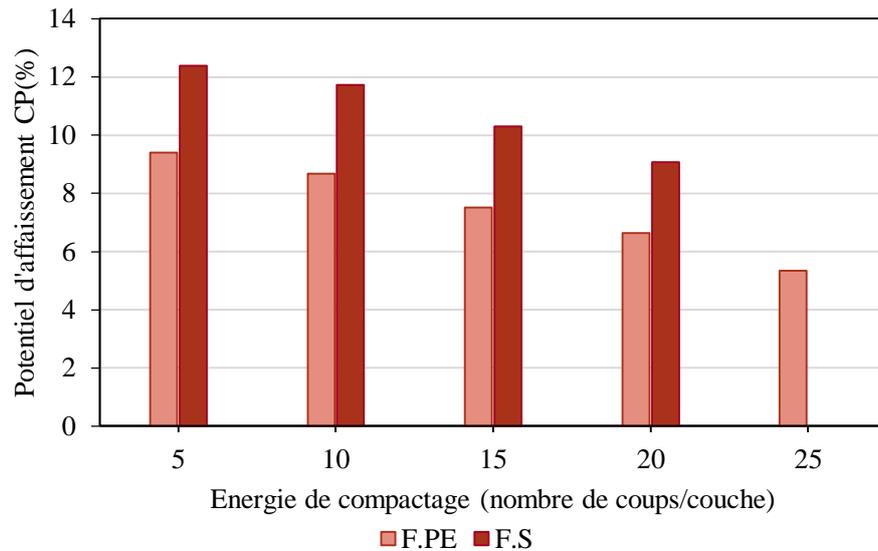


Figure 36. Effet du compactage sur le potentiel de collapse du sol renforcé par des fibres de polyéthylène et de sisal.

Le potentiel d'affaissement est approximativement compris entre 12.39 % et 9.07 %. On peut remarquer que le traitement du sol avec une teneur en fibres de sisal de 0.5 % et 5mm de long a diminué le potentiel d'affaissement à 9.07 % avec une énergie de compactage correspondant à 20 coups/couche. La diminution du potentiel d'affaissement est dans les environs de 47% (voir figure 36). Le sol compacté avec une énergie de 5 coups/couche a toujours une structure ouverte avec un indice des vides relativement élevé, facilitant la migration des particules fines d'un niveau à un autre dans l'échantillon du sol. Or, le compactage avec une énergie de 0.261 KJ/dm³ (20 coups/couche) rend le sol dense et la destruction des liaisons intergranulaires et le mouvement des particules fines deviennent relativement difficiles, mais le potentiel d'affaissement est encore élevé (9.07%). Selon la classification de Jennings et Knight[80], le potentiel d'affaissement est considéré comme étant "troubles" à "troubles sévères".

4.3 Effet de la teneur en ciment sur le Potentiel de d'affaissement (PC)

Pour diminuer le potentiel d'affaissement, l'addition d'un autre agent de traitement est considérée ; dans cette étude on a choisi le Ciment Portland Artificiel (CPA).

Pour améliorer les caractéristiques du sol renforcé avec des fibres de polyéthylène et des fibres de sisal, une quantité de Ciment Portland Artificiel est ajoutée dans trois proportions différentes telles que : 1, 2 et 5% respectivement. Les résultats sont illustrés dans la figure 37. et le tableau 15.

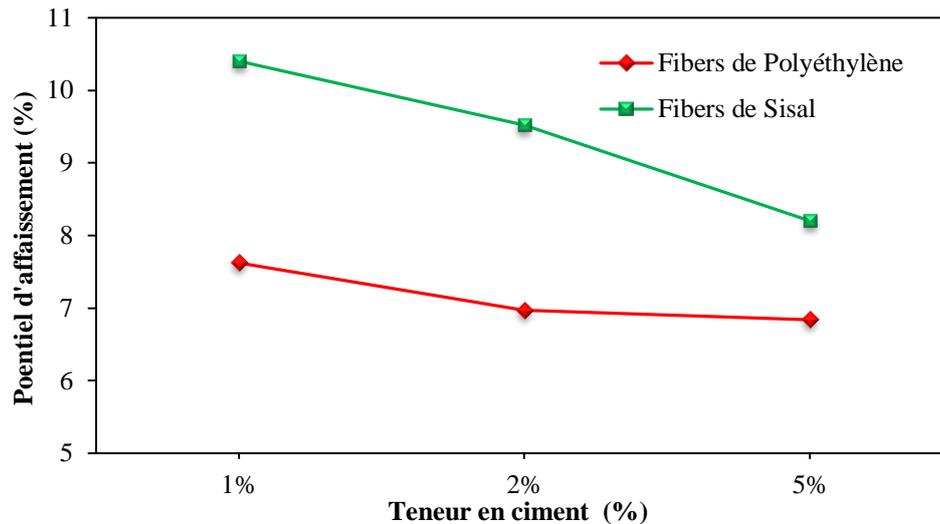


Figure 37. Effet de la teneur en ciment sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé par des fibres de polyéthylène et de sisal.

Tableau 16. Effet de la teneur en ciment (APC) sur le potentiel d'affaissement du sol renforcé avec des fibres

APC (%), 3 Coups/Couche	1	2	5
CP [%] (PE. Fibre)	7,62	6.97	6.84
CP [%] (Sisal. Fibre)	10.4	9.52	8.20

Au cours de cette recherche, on a utilisé des fibres de polyéthylène de 15% de 5 mm de long et des fibres de sisal de 0,5% de 5 mm de long. Les échantillons ont été simplement compactés sous 3 coups par couche, en deux couches.

On peut noter que le potentiel d'affaissement est clairement affecté par la teneur en ciment ajouté, comme illustré dans la figure 37.

En prenant en compte le tableau 15 et la figure 37, il est clairement observé que le potentiel d'affaissement a été diminué jusqu'à environ 60%, mais le but de notre étude n'a pas encore été atteint.

Pour le sol renforcé avec des fibres de sisal, comme illustré dans la figure 37 et les tableaux 15 et 16, l'effet du contenu de ciment sur le potentiel d'affaissement est insignifiant ; la diminution est environ 52%. Cette réduction n'a pas atteint l'objectif d'obtenir un sol non affaissable.

Concernant le renforcement du sol affaissable par les fibres de sisal, l'ajout de la teneur en APC de 5%, a réduit le potentiel d'affaissement de 17.28% pour le sol non traité à 8.20% (Tableau 16), la réduction est de l'ordre d'environ 53%.

Cette réduction est causée par l'effet du ciment qui empêche la destruction des liens intergranulaires au moment du mouillage.

4.4 Effet de la combinaison de trois méthodes de traitement sur le potentiel d'affaissement

Tableau 17. Effet de nombre des coups sur le potentiel d'affaissement du sol traité avec des fibres de polyéthylène et APC

Nombre e coups/ couches	5	10	15	20	25	30	40	50	60
Energie de Compactage [KJ/dm3]	0.065	0.13	0.195	0.261	0.326	0.391	0.522	0.652	0.783
CP [%]	6.42	4.37	4.04	3.65	2.88	2.73	2.14	1.96	0,9

Or, l'objectif de cette étude est d'obtenir un CP inférieur à 1%. Le sol traité avec des fibres de PE et compacté sous 60 coups /couche a subi une réduction de la valeur CP d'environ 94% (CP = 0.9%) (Voir tableau 17 et figure 38). Pour une teneur en fibres de sisal de 0.5% de 5 mm de longueur et une teneur en CPA de 5%, le nombre de coups a augmenté jusqu'à 40 coups/couche. Le potentiel d'affaissement obtenu de 0.9 % et 0.69 % est maintenant considéré comme pas « de problème » selon la classification de Jennings et Knight [80]

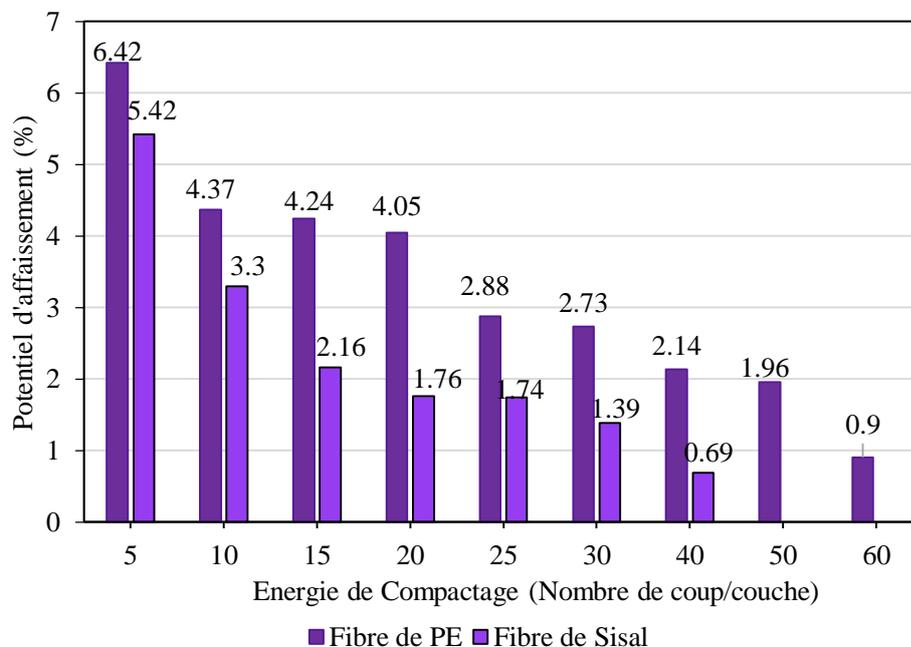


Figure 38. Effet de la teneur en ciment et de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement

Tableau 18. Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du sol traité avec des fibres de sisal et de l'APC.

Nombre de coups/ couche	5	10	15	20	25	30	40
Energie de Compactage [KJ/dm ³]	0.065	0.13	0.195	0.261	0.326	0.391	0.522
CP [%]	5,42	3,3	2,16	1.76	1.74	1.39	0.69

Les résultats sont indiqués dans le tableau 18 et la figure 38. Cette réduction est due à l'effet du compactage qui rend le sol dense et du ciment qui empêche la destruction des liaisons intergranulaires lors du mouillage. Deux types de pores existent dans le sol, les pores intergranulaires sont beaucoup plus grands que les pores intragranulaires et leur taille peut être facilement réduite par l'énergie de compactage. Par contre, les pores intragranulaires leur taille n'est pas très affectée par les efforts de compactage. Cependant, elle varie en fonction de la teneur en eau en cours du compactage, tandis que le ciment enrobe les particules ce qui empêche l'eau de s'infiltrer dans ces pores intragranulaires, là où on a assuré de diminuer le potentiel d'affaissement par l'application de ces techniques.

4.5 L'analyse microstructurale

Le microscope électronique à balayage est utilisé pour déterminer les caractéristiques morphologiques du mélange du sol de sable argileux renforcé par des fibres et du Ciment Portland Artificiel.

L'examen de la microstructure montre que l'échantillon dans les deux cas de zoom montre une structure ouverte (voir figure 39).

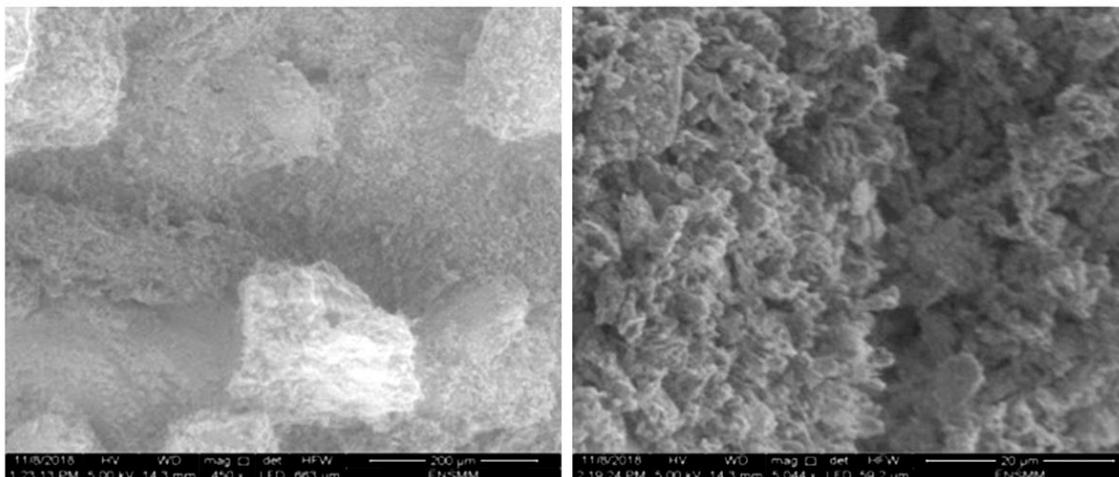


Figure 39. Micrographie électronique à balayage d'un échantillon de sable argileux montrant une structure ouverte de particules de sol.

La microstructure des échantillons du sable argileux et du mélange de Ciment Portland Artificiel (5 %) est montrée dans la figure 40(b) et figure 41(b). Il est indiqué que les vides des mélanges ont été progressivement réduits en raison des réactions entre les particules du sol et le ciment.

En comparant la figure 40(a) avec la figure 40 (b) pour le traitement avec des fibres de polyéthylène et en comparant également la figure 41(a) et la figure 41(b) pour le traitement avec des fibres de sisal, on peut également voir la formation d'une agglomération où les particules fines sont liées avec des particules plus grandes. En raison des réactions entre le ciment et le matériau du sable argileux. Ceci est probablement causé par une nouvelle formation de matériau cimentaire qui remplit les zones poreuses dans le mélange, conduisant à une augmentation de la volumique du sol traité et une diminution du potentiel d'affaissement [88].

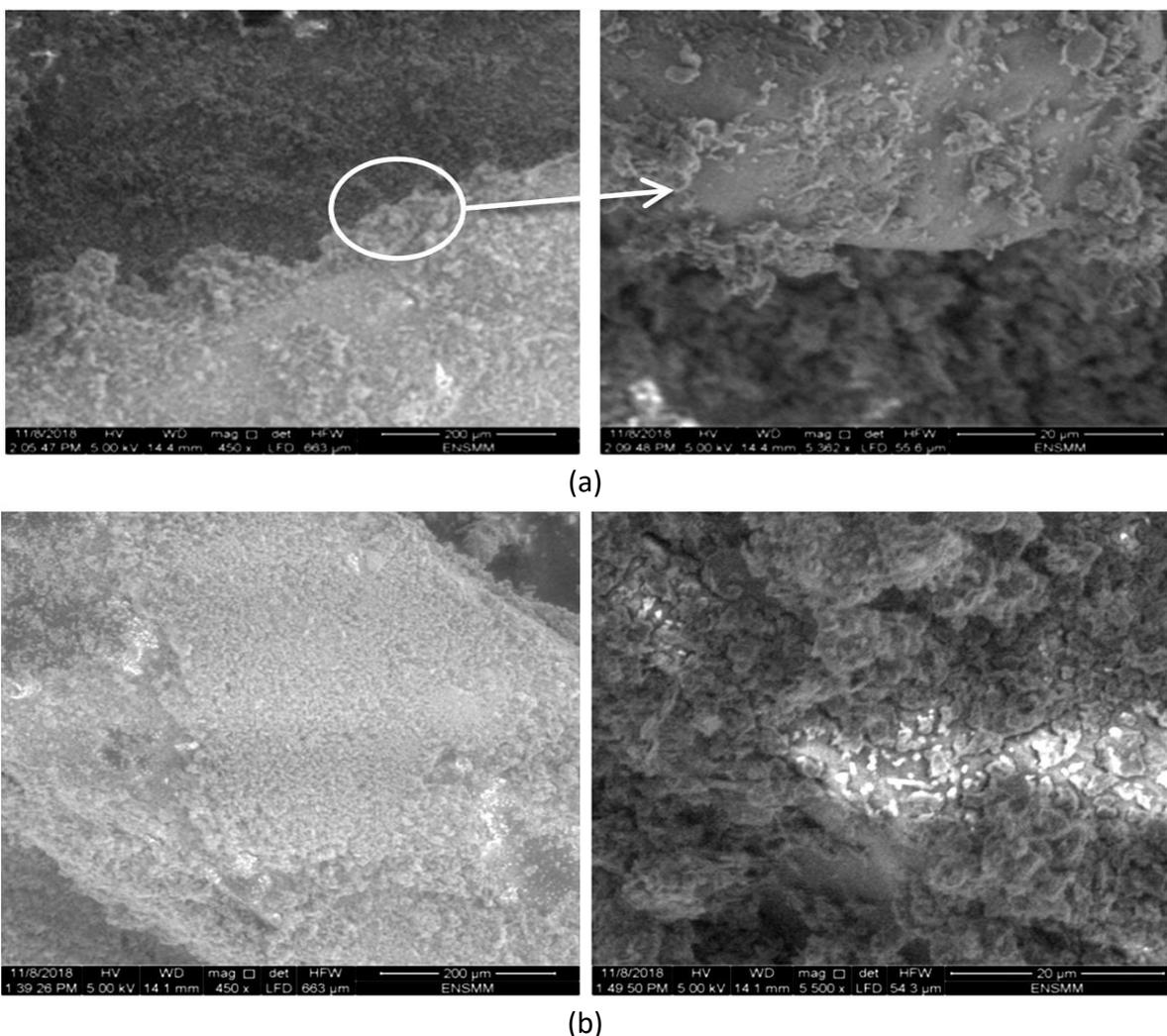
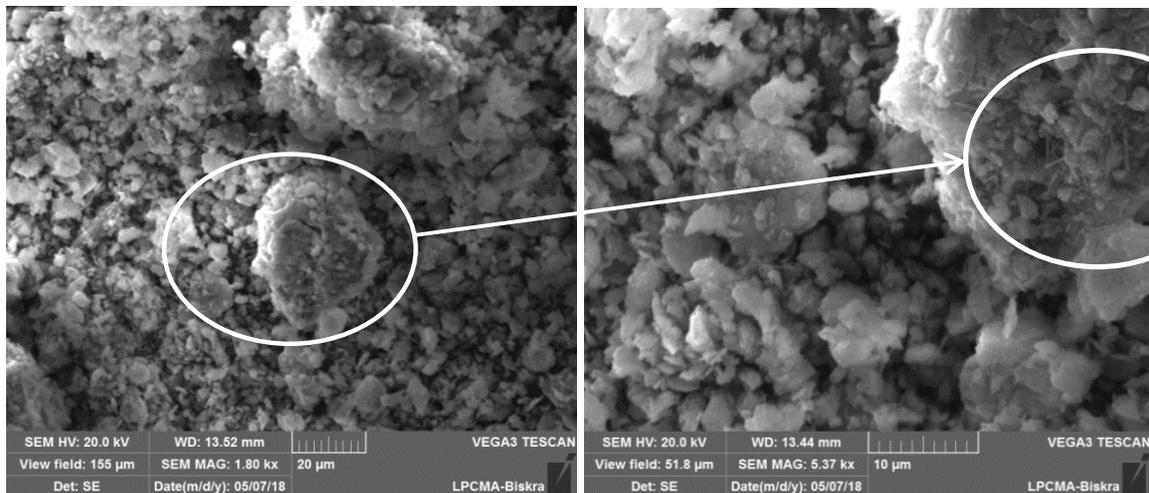


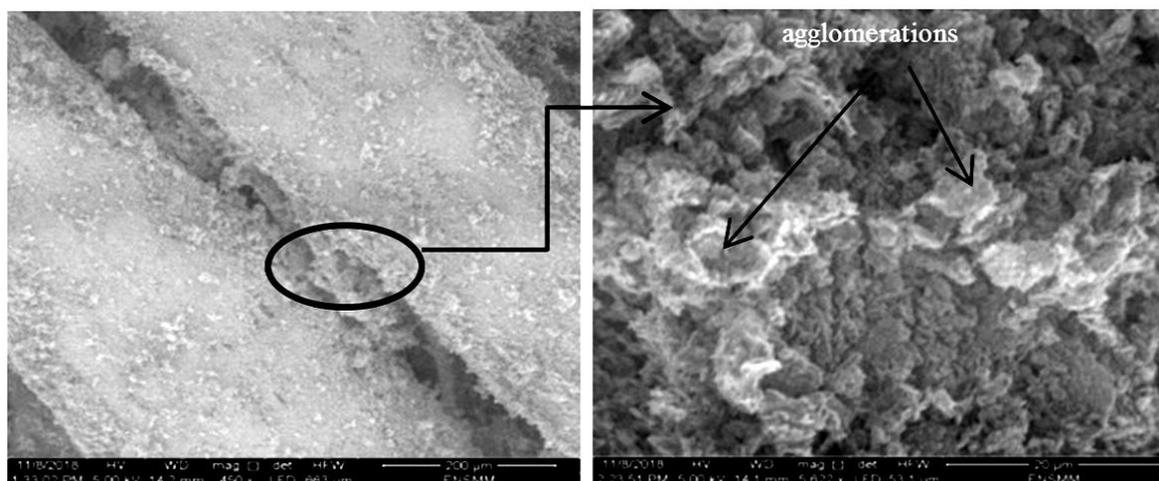
Figure 40. Micrographies SEM de : (a) : fibres de polyéthylène dans la matrice du sol, (b) : mélange de sable argileux et de ciment Portland artificiel (5 %) renforcé par des fibres de polyéthylène.

Cela s'avère être en concordance avec ce qui a été souligné par Rashid et al. (2014) [89], qui ont rapporté que les réactions des ions de calcium avec la silice du sable et l'alumine de l'argile ont entraîné la formation de produits pouzzolanique et ont produit une nouvelle matrice de sol qui est plus dense et plus stable.

Selon la figure 41(a) et la figure 41(b), quelques petites particules adhèrent aux fibres. Ce phénomène peut être responsable de l'augmentation de la rigidité et de la résistance des échantillons du mélange. Par conséquent, la teneur en ciment de 5 % est capable d'établir efficacement une cimentation stable et des liaisons entre les différentes particules d'argile par rapport aux faibles teneurs en ciment utilisées, où elles peuvent être responsables de l'absence de liaisons. On peut donc proposer 5% comme valeur optimale pour la diminution du potentiel d'affaissement (CP).



(a)



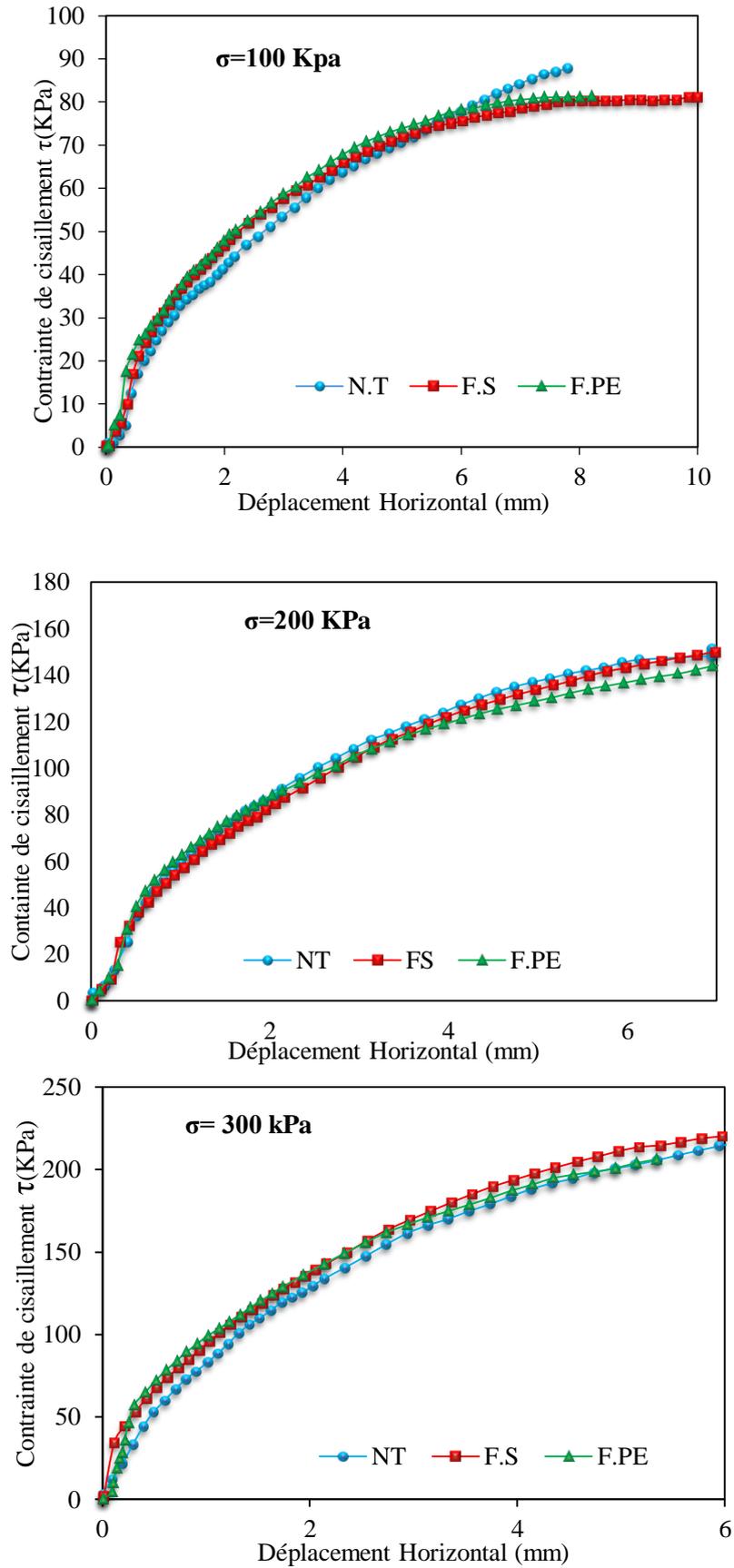
(b)

Figure 41. Micrographies SEM de : (a) Fibres de sisal dans la matrice du sol, (b) Mélange de sable argileux et de ciment Portland artificiel (5 %) renforcé par des fibres de sisal.

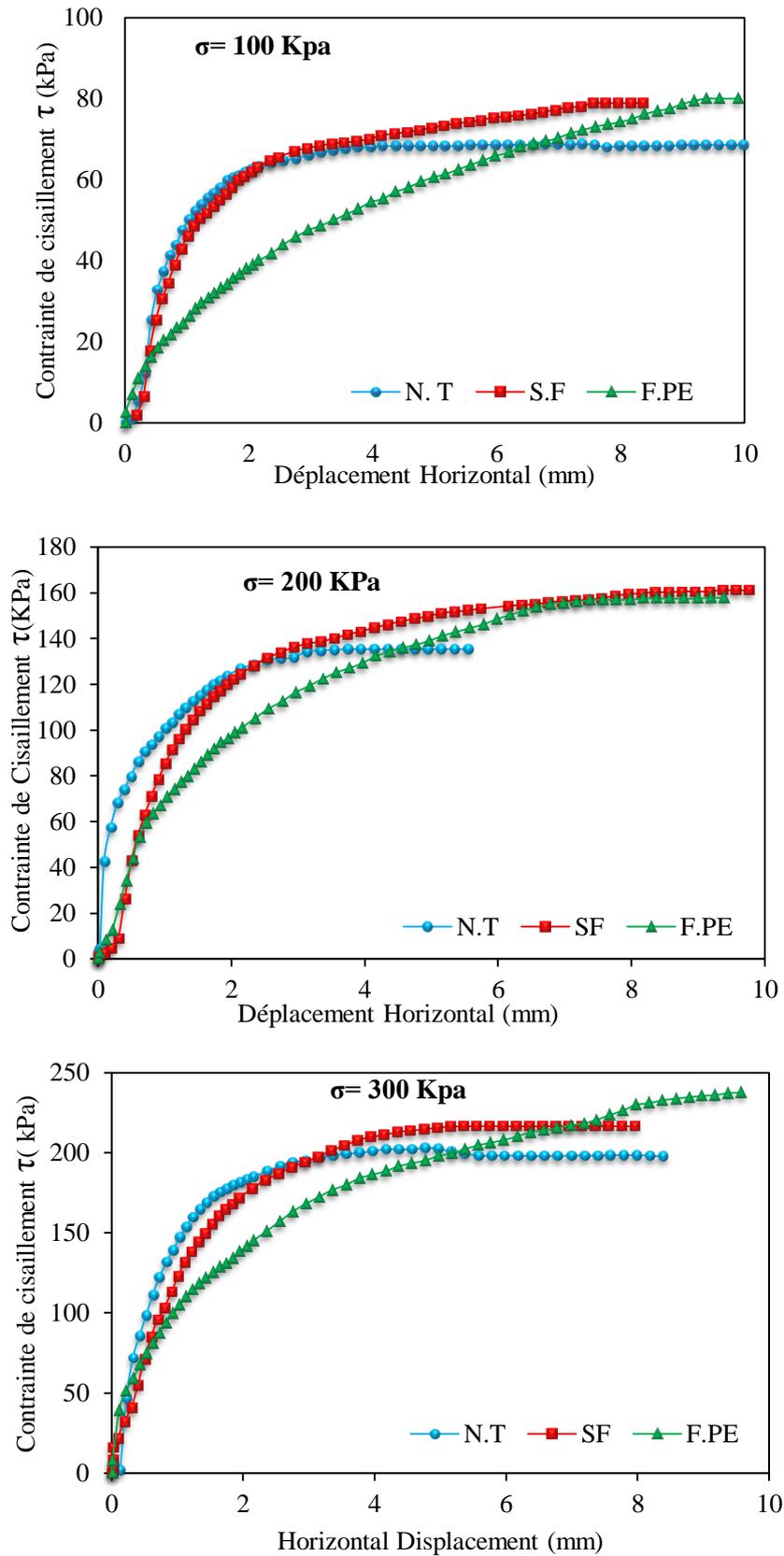
4.6 Essai de la résistance au cisaillement

D'après l'essai de cisaillement direct, il a été trouvé qu'il n'y avait pas de grand changement dans la contrainte de cisaillement entre le sol non traité et le sol traité avec les fibres de sisal et les fibres de polyéthylène ; pour le sol non saturé, comme il est montré dans figure 42(a). Après la saturation, il y avait une diminution de la contrainte de cisaillement pour le sol traité avec les fibres de polyéthylène et les fibres de sisal. Il est à remarquer que la diminution de la contrainte de cisaillement pour le sol traité avec les fibres de polyéthylène est plus grande que celle du sol traité avec les fibres de sisal (figure 42 (b)).

Les résultats des essais de cisaillement direct sont regroupés dans la figure 42. On peut voir que tous les échantillons dans le cas non saturé ont presque le même comportement en ce qui concerne la contrainte de cisaillement, mais cette contrainte est légèrement plus élevée dans les sols traités que dans les sols non traités. Les essais sur les échantillons mouillés montrent que l'eau réduit la contrainte de cisaillement, cette diminution est plus importante dans les sols traités au ciment et les fibres de polyéthylène. Le sol traité au ciment et à la fibre de sisal produit la plus grande contrainte de cisaillement. Donc les fibres de sisal et le ciment augmentent la résistance au cisaillement des échantillons. Le sol traité avec des fibres de polyéthylène et le ciment donne la plus faible valeur de résistance au cisaillement. Ceci est dû à la flexibilité des fibres et à leur placement parallèle au plan de cisaillement.



10 (a) Avant mouillage



10(b). Après mouillage

Figure 42. Résistance au cisaillement du sol cimenté traité avec du polyéthylène et des fibres de sisal, (a). Avant mouillage, (b). Après mouillage

Tableau 19. Valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement interne φ pour tous les essais de cisaillement.

	Sol non traité	Fibres de Polyéthylène	Fibres de Sisal
C [KPa] Avant mouillage	16,76	3,23	16,76
φ [°] Avant mouillage	34,67	31,94	37,87
C [KPa] Après mouillage	4,72	0,92	11,48
φ [°] Après mouillage	32,86	38,22	35,41

Du Tableau 19 et de la figure 43, il est à noter que le sol compacté et traité avec du ciment et des fibres de polyéthylène a le même comportement que le sol non traité dans le cas non saturé. Par contre, après le mouillage il y a une réduction de la cohésion d'environ 94% et une petite augmentation de 20% environ pour l'angle de frottement interne. Dans le cas du sol compacté traité avec du ciment et des fibres de sisal, après le mouillage, il y a une augmentation d'environ 72% de la cohésion et une réduction de 6% de l'angle de friction interne. Un des facteurs les plus importants affectant la contrainte du sol est la liaison entre les particules[90], On peut dire que dans le cas des échantillons mouillés, les particules sont plus attachées aux fibres de sisal, ce qui augmente la valeur de la cohésion. Dans le cas des fibres de polyéthylène, après mouillage, il y a une réduction de la liaison entre les particules et les fibres à cause de la surface lisse de ce type de fibre. Mais cette dernière ne permet pas le mouvement des grains fins d'un niveau à l'autre. Ceci explique l'efficacité de ce type de fibre sur l'affaissement et aucune influence sur la cohésion.

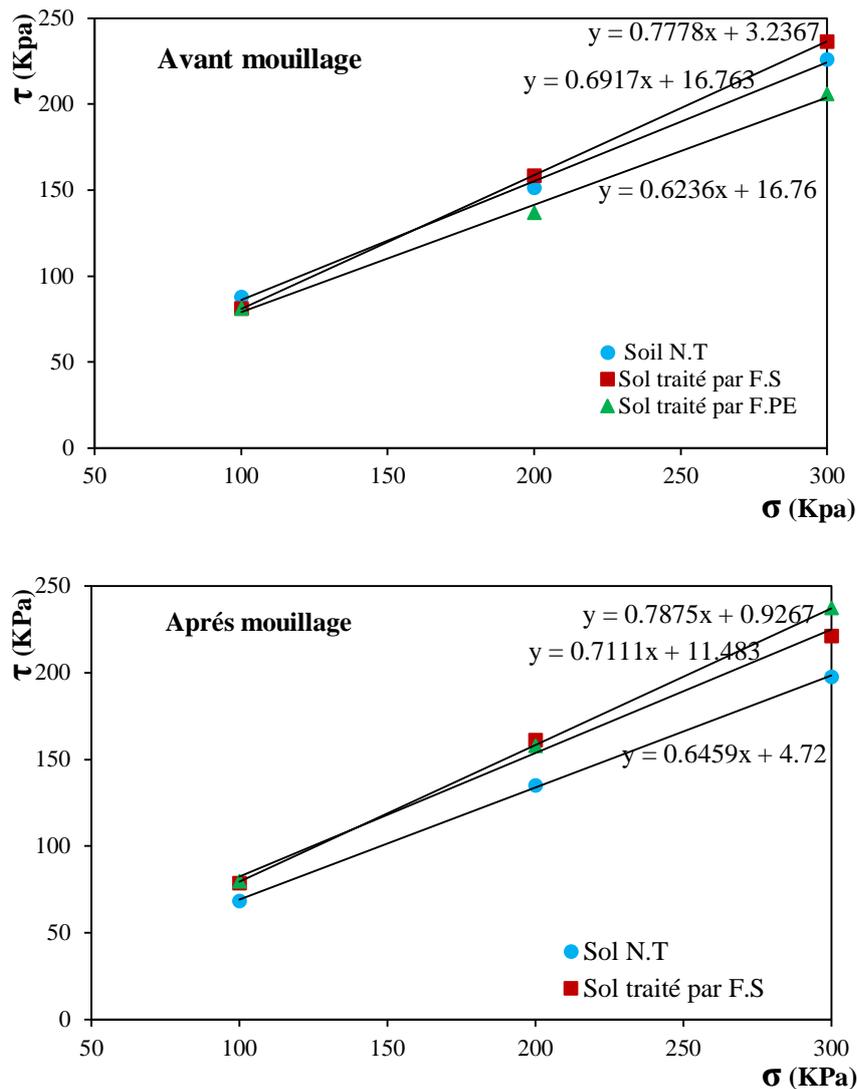


Figure 43. Lignes de Coulomb pour les échantillons traités

5 Traitement avec COC et LGBF

5.1 Essais à l'œdomètre

5.1.1 Influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'affaissement (CP) à différentes énergies de compactage

Pour améliorer les caractéristiques du sol renforcé avec COC et LGBF, une quantité d'eau distillée a été ajoutée dans trois proportions différentes telles que : 4, 6 et 8% respectivement. Les échantillons ont été simplement compactés sous différentes valeurs d'énergie (figure 44).



Figure 44. Echantillon après l'essai œdométrique

Les résultats sont illustrés dans la figure 45

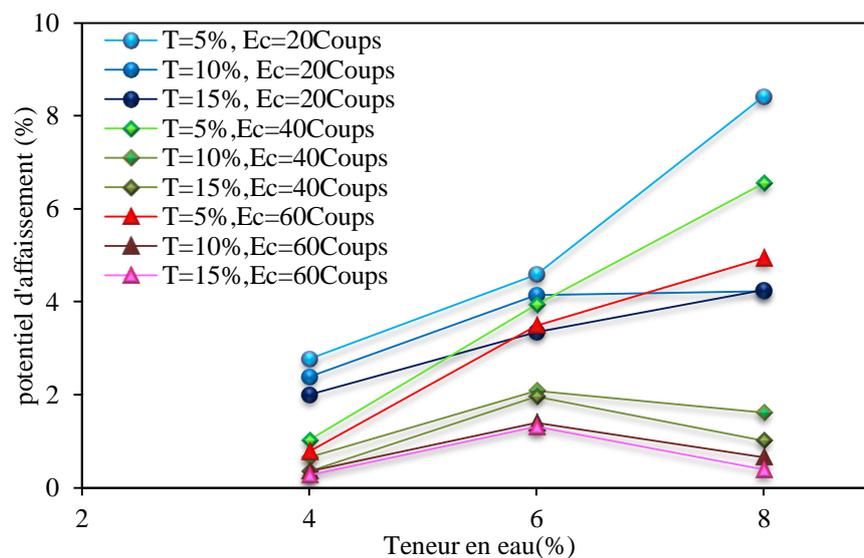


Figure 45. Influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'affaissement (CP)

On peut noter que le potentiel d'affaissement est clairement affecté par la teneur en eau initiale. Avec l'énergie de compactage de 20 coups/couche, le potentiel d'affaissement augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Ce comportement est dû à l'état lâche du sol. Le même comportement a été remarqué avec le ratio bas des additifs même avec l'énergie de 40 et 60 coups/couche. En prenant en compte le traitement T= 10% et T= 15%, l'énergie de 40 et 60 coups/couche a révélé une teneur en eau optimale de 6% correspondant aux valeurs maximales de CP. Sur la base de l'énergie de compactage, on peut alors conclure

que le potentiel d'affaissement est influencé par la teneur en eau initiale. Ces résultats sont en bonne concordance avec ceux obtenus par Abbeche et al. et Bellil et al. [91][49].

5.1.2 Influence de la teneur en traitement sur le potentiel d'affaissement

L'effet du contenu du traitement ou du stabilisateur sur le potentiel d'affaissement du sol traité est montré dans la figure 46. Il est clairement vu que le CP diminue avec l'augmentation du contenu du stabilisateur. Pour la teneur en eau $w = 4\%$, il est important de noter qu'une réduction du CP de 84.34% à 94.67% entre les sols non traités et traités, où $CP=12.77\%$ pour une énergie de compactage de 20 coups/couche dans le sol non traité. En revanche, un CP de 0.27% a été enregistré avec 15% de stabilisateur et $E_c=60$ coups/couche. Ce potentiel d'affaissement est alors considéré comme sans problème selon la classification de Jennings et Knight[80]. Pour une teneur en eau de $w = 6\%$, le CP a varié de 10.67% pour un sol non traité et $E_c = 20$ coups à $CP = 3.35\%$ pour une teneur en traitement de 15%.

Les résultats montrent que l'influence du stabilisateur est presque la même que le traitement à la chaux comme indiqué par Abbeche et al. (2009)[91] et Firoozfar et al. (2019) [92]. Alors, selon les résultats des essais et la composition chimique comme indiqué dans la figure 50 ci-dessous qui montre que le composant principal du stabilisateur est le calcium. Le nouveau stabilisateur est comparable à la chaux et il réagit de la même manière dans le sol que la chaux.

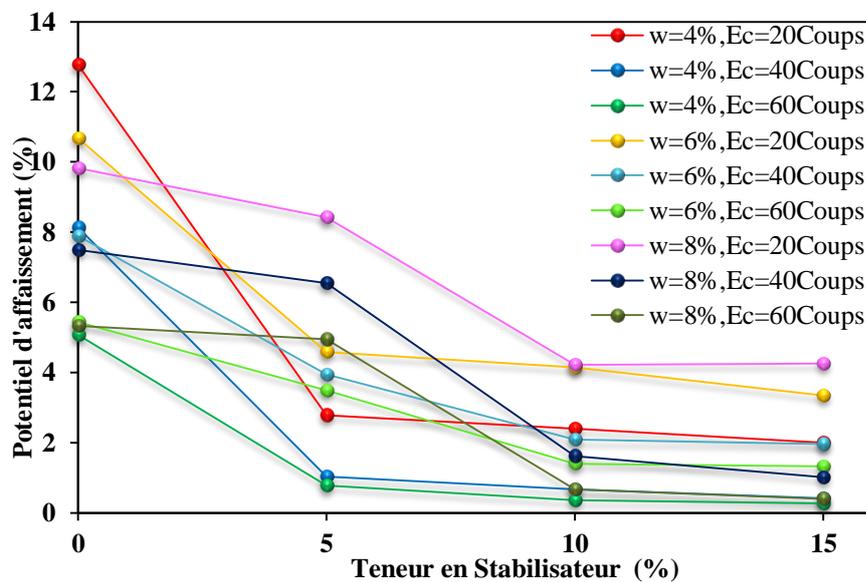


Figure 46. Effet de la teneur en stabilisateur sur le potentiel d'affaissement à différentes énergies de compactage.

Cependant, pour 15% de stabilisateur et $E_c = 60$ souffles, une diminution du CP a été remarquée de 75.69% à 68.6%. Le sol traité avec cette quantité de stabilisateur est considéré comme causant des problèmes de troubles modérés. Il est également souligné que pour $w = 8\%$, le CP a varié de 9.82% pour le sol non traité et $E_c=20$ souffles. À une valeur de 0.4% pour un ajout de 15% et $E_c=60$ souffles. Basé sur la classification de Jennings et Knight [80], dans cette partie le sol traité est indexé de problème à aucun problème. En général, ces résultats sont plus fiables que ceux obtenus par Al Shaba et al. (2018) [93], où ils ont obtenu un minimum de CP = 5,5%. Ziani et al. (2019) [94] contre les résultats de cette étude qui est $CP_{min} = 0.27\%$. Cette diminution du CP prouve qu'il y a une amélioration des propriétés physiques et chimiques dans la matrice du sol traité. On peut expliquer que grâce à la réaction chimique entre le CaO de la coquille d'œuf calcinée (COC) et l' $Al_2O_3 \cdot Si_2O_3$ du LGBF et du Kaolin. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par Iranpour et Haddad (2016) [65] qui ont recommandé d'améliorer la résistance des liaisons argileuses et limoneuses ainsi que les éléments cimentaires pour avoir une structure de sol stable et réduire le potentiel d'affaissement (CP).

5.1.3 Influence de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement CP.

Comme le montre la figure 47, il faut noter que le potentiel d'affaissement diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage pour différentes teneurs en eau et en stabilisant. Le sol traité avec différentes teneurs en stabilisateur, telles que 5%, 10% et 15%, et compacté sous 60 coups/couche a présenté une réduction des valeurs de CP d'environ 76%, 92% et 95% respectivement. Le CP final des échantillons traités est de 1.32%, 0.4% et 0.27%, comme le montre la figure 47. On peut conclure qu'il y a une diminution significative du potentiel d'affaissement lorsque l'ajout de stabilisateur et l'énergie de compactage sont couplés. Il faut noter que le traitement du sol avec une teneur en mélange COC+LGBF de 15% a diminué le potentiel d'affaissement à 0.4% pour $w = 8\%$ et à CP = 0.27% pour $w = 4\%$ avec une énergie de compactage correspondant à 60 coups/couche. Cependant, le potentiel d'affaissement minimum obtenu est maintenant considéré comme ne posant aucun problème selon la classification de Jennings et Knight [80]. Cette réduction du CP est due à l'effet à la fois du compactage et du stabilisateur qui conduisent à un état dense de ce sol lorsqu'il est chargé et mouillé.

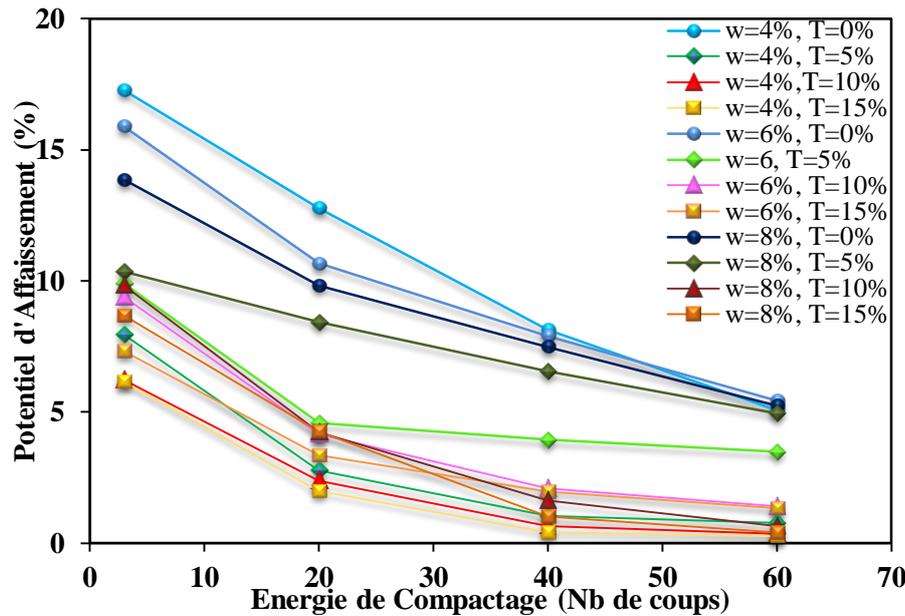


Figure 47. Effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement à différentes teneurs en eau

Comme il est montré dans la figure 47, il devrait être noté que le sol non traité, en dépit d'être compacté, a un potentiel d'affaissement élevé. Mais une fois le stabilisateur est ajouté, la valeur du potentiel d'affaissement diminue clairement comme la quantité de stabilisateur et l'énergie de compactage augmente, qui pourrait être dû au potentiel d'affaissement est inversement proportionnel à la quantité de stabilisateur et l'énergie de compactage. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par Al Shaba et al. (2018) (2018)[93].

Les sols compactés à une énergie de 3 coups/ couche ont encore une structure ouverte avec un indice des vides relativement élevé, facilitant la migration des particules fines d'un niveau à l'autre dans l'échantillon du sol. Cependant, le compactage avec 60 coups/ couche rend les grains du sol plus proches les uns des autres et réduit les vides entre eux, rendant l'état du sol plus dense. Par conséquent, la destruction des liaisons intergranulaires et le mouvement des particules fines ou le lessivage des grains deviennent relativement difficiles. Ceci peut être confirmé par les résultats de Kinuthia et al.(1999)[95],Abbeche et al.(2010)[96], Bahloul et al.(2014) [97] et Bellili et al.(2018)[49].

5.2 Essais triaxiaux

5.2.1 Effet du traitement sur le comportement du sol affaissable

Les résultats des paramètres de résistance au cisaillement des essais non consolidés non drainés (UU) sur des sols traités et non traités sont résumés dans le tableau 20. Il est clair

que la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (C) dépend de la quantité de stabilisateur (COC- LGBF) à différentes teneurs en eau et énergie de compactage. Il peut être indiqué que la cohésion augmente avec l'augmentation du stabilisateur et de l'énergie de compactage. En comparaison avec ceux du sol non traité, cette augmentation de la cohésion du sol est due aux liaisons cimentaires (C-S-H) qui sont produites par la réaction entre le CaO de la coquille d'œuf calcinée et les particules du sol. Donc, ce stabilisateur utilisé a un effet significatif sur la cohésion (C), en gardant l'angle de friction interne presque inchangé.

Tableau 20. Paramètres de la résistance au cisaillement du sol traité

Energie de Compactage(Ec)	3 coups/couche			20 coups/couche			40 coups/couche			60 coups/couche		
	4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8
Teneur en eau initiale w (%)												
SNT												
C (KPa)	15,08	16,11	18,32	21,2	21,98	23,41	24,49	26,01	29,21	35,08	35,33	36,1
ϕ (°)	25,61	24,41	25,3	26,53	26,87	26,09	29,77	27,92	27,06	33,08	29,3	28,52
ST (5%) (85% COC+ 15% LGBF)												
C (KPa)	15,33	18,64	17,81	31,54	33,32	18,81	33,55	37,36	45,04	40,62	39,28	51,68
ϕ (°)	25,09	24,66	22,2	25,53	27,18	19,84	30,33	23,39	18,74	30,8	30,86	17,14
ST (10%)(85% COC+15% LGBF)												
C (KPa)	18,25	16,44	12,14	25,25	37,16	47,67	27	44,66	50,59	29,77	51,25	51,93
ϕ (°)	22,69	23,6	24,97	26,19	28,57	14,92	30,68	29,58	17,79	33,04	27,06	19,95
ST (15%) (85% COC+ 15% LGBF)												
C (KPa)	25,51	17,49	15,58	27,6	50,3	53	31,18	53,41	54,27	34,6	55,15	55,58
ϕ (°)	21,75	23,58	24,37	26,18	13,79	21,19	30,55	17,91	21,14	27,4	17,38	24,06

D'après la figure 48, on peut observer que la contrainte de cisaillement augmente avec la pression de confinement, la teneur en stabilisateur et l'énergie de compactage. Lorsque la

teneur en eau initiale $w=4\%$ et pour une pression de confinement de 100 kPa et une teneur en stabilisateur de 15% la contrainte de cisaillement varie de $\tau_{\min}= 275\text{kPa}$ avec 20 coups/couche à $\tau_{\max}= 421\text{ kPa}$ avec 60 coups/couche. Pour une pression de confinement de 200 kPa, et une teneur en stabilisateur de 15%, la contrainte de cisaillement varie de $\tau_{\min}=453\text{kPa}$ avec 20 coups/couche à $\tau_{\max}= 664\text{ kPa}$ avec 60 coups/couche. Pour une pression de confinement de 300 KPa et une teneur en stabilisateur de 15%, la contrainte de cisaillement varie de $\tau_{\min} = 670\text{ kPa}$ avec 20 coups/couche à $\tau_{\max}= 945\text{ kPa}$ avec 60 coups/couche.

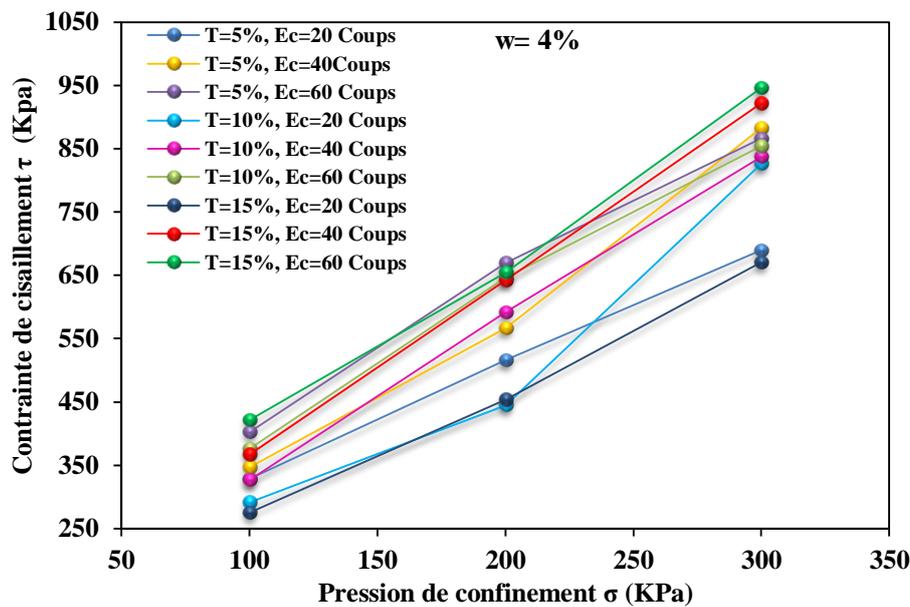


Figure 48. Effet de la pression de confinement sur la contrainte de cisaillement des échantillons avec une teneur en traitement et une énergie de compactage variables.

Cette augmentation de la contrainte de cisaillement peut être attribuée à la teneur en stabilisant en présence d'eau. Les réactions chimiques d'hydratation commencent à apparaître entre l'argile et le COC d'une part, et entre l'argile et le LGBF d'autre part. Ces réactions peuvent résulter du renforcement des limites des particules conduisant à une certaine densification du sol traité. En présence d'argile, de CES et de LGBF, deux composants sont produits, tels que C-S-H et C-A-H qui sont responsables de l'augmentation de la contrainte de cisaillement, comme indiqué dans la figure 48.

D'autre part, un des paramètres les plus importants à étudier est l'effet de la contrainte de déviateur sur la déformation axiale comme montré dans la figure 4.49 afin de mieux

comprendre l'efficacité de ce type de traitement sur les paramètres de résistance du sol affaissable.

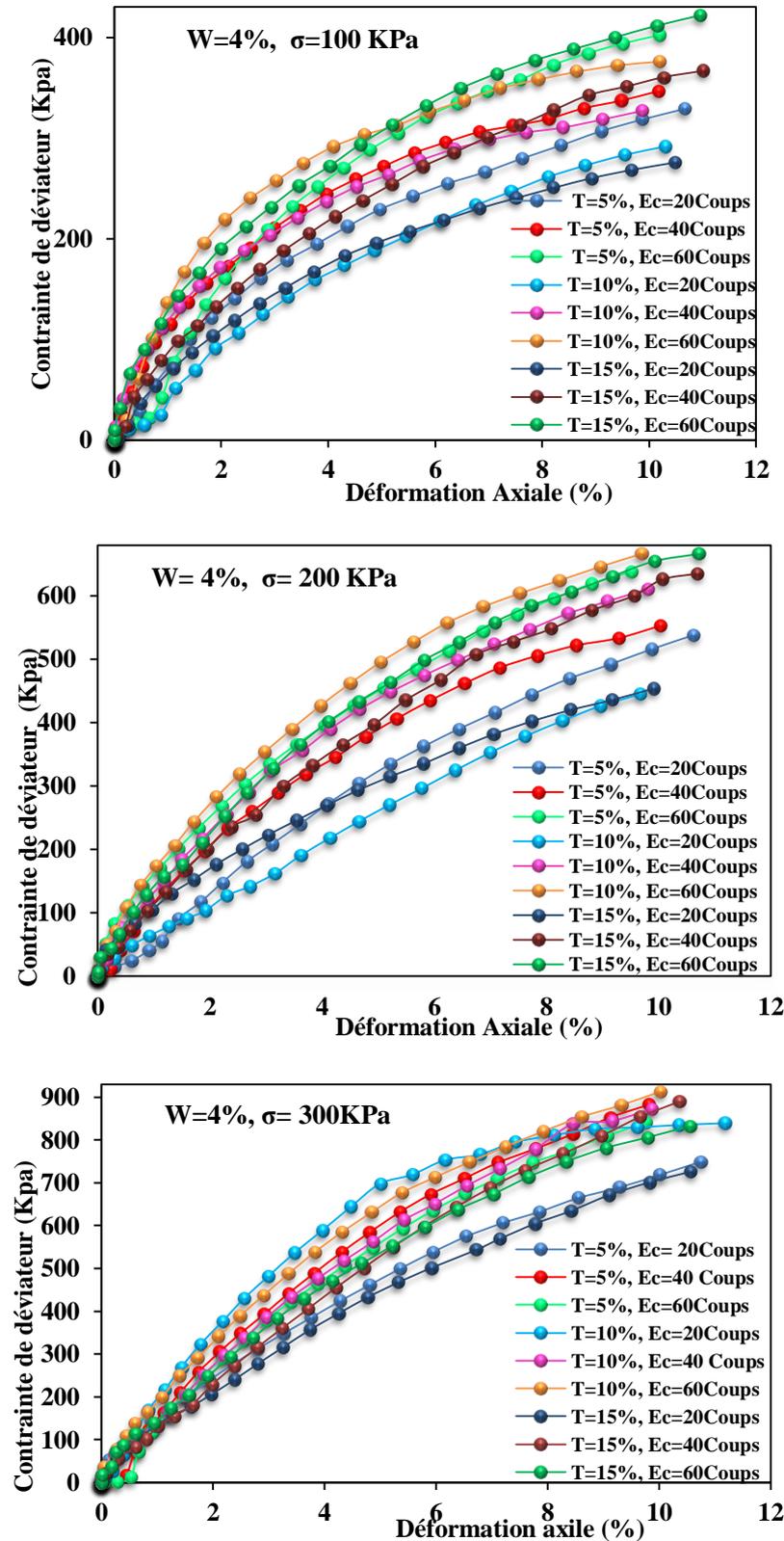


Figure 49. Effet de la teneur en stabilisateur et de l'énergie de compactage sur la contrainte de déviateur - comportement de déformation axiale

La contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en stabilisateur et de l'énergie de compactage. La contrainte de cisaillement maximale est atteinte avec une teneur en stabilisateur de 15% et $E_c = 60$ coups/couche, comme le montre la figure 49. Ceci est dû à la floculation des particules d'argile qui est la principale responsable de l'augmentation de la contrainte de cisaillement du sol. L'existence de nouveaux matériaux cimentaires dus aux réactions chimiques qui fournissent des liens adhésifs d'un côté et la densification du sol de l'autre côté contribuant à l'augmentation de la contrainte de cisaillement.

L'élément principal de la coquille d'œuf calcinée est le CaO, comme le montre la figure 50, qui augmente le PH du sol, de sorte que la réaction hydraulique peut commencer.

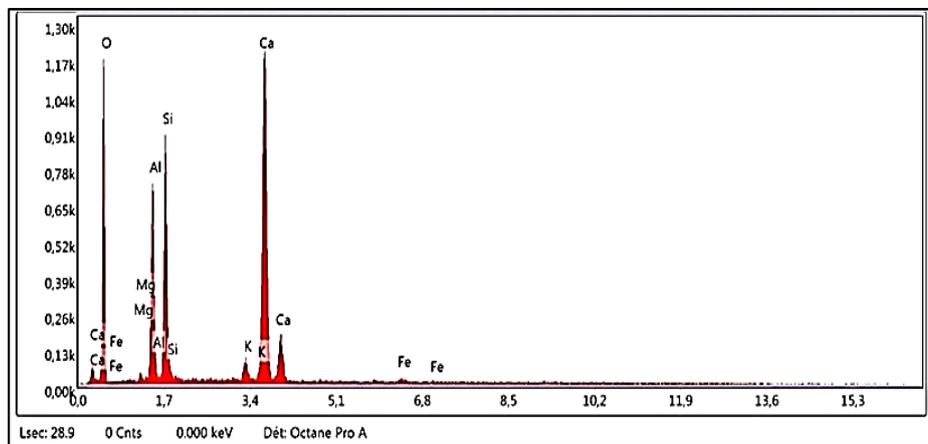
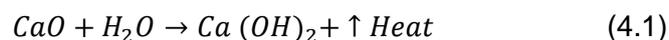


Figure 50. Microanalyse aux rayons X dispersifs en énergie (EDM) du sol traité avec 15% de stabilisateur

Ils sont rapportés par Nidzam et Kinuthia, 2010 [98], et montrés par les réactions suivantes :

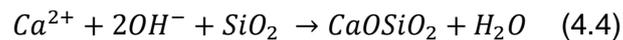
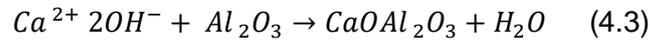


A partir du calcium hydraté et en présence de chaleur qui participe à la réduction de la teneur en eau avec la vapeur d'eau, la dissociation de l'hydroxyde de calcium a encore lieu comme le montre l'équation (2).



Lorsque les cations de calcium chargés positivement sont formés à partir de l'hydroxyde de calcium, un échange de cations immédiat entre les ions métalliques combinés à la surface des particules d'argile et le calcium fourni par le COC commence à se produire. Par conséquent, les particules d'argile floculent et s'agglomèrent; ce phénomène est responsable de la modification des caractéristiques du sol traité[95][99].Selon Nidzam et al.(2010) et

Milad et al. (2018)[98][100], Il y a deux réactions qui produisent les matériaux cimentaires. À savoir la réaction pouzzolanique et la réaction d'hydratation. L'association de l'hydroxyde de calcium de COC et de l'eau. Avec l'aluminate de kaolinite forme la liaison adhésive C-A-H. et la combinaison de l'hydroxyde de calcium, avec le silicate forme C-S-H, comme illustré dans les réactions suivantes.



Ces résultats sont rapportés par Nidzam et al. (2010) [98] qui ont ajouté la troisième réaction entre l'argile et la particule de LGBF. D'après les résultats ci-dessus, l'augmentation de la contrainte de cisaillement est fonction de l'augmentation de la teneur en stabilisant a été expliquée.

5.3 Analyse microstructurelle

Le stabilisateur est considéré comme ayant un effet substantiel sur les caractéristiques chimiques du sol traité et l'intensité du potentiel d'affaissement. Le microscope électronique à balayage est utilisé pour mieux comprendre le comportement du mélange pour déterminer les caractéristiques morphologiques du sol affaissable traité avec le stabilisateur et pour développer la forme des liaisons intergranulaires.

L'effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du sol traité est montré dans les figures 51(d) et 52(h). Il peut être conclu que le CP diminue avec l'augmentation du nombre de coups/couche. Cette diminution du potentiel d'affaissement est dans les limites de 95%.

Il a été de plus en plus reconnu que le traitement du sol avec une teneur en COC de 15% a diminué le potentiel d'affaissement à 0.27% avec une énergie de compactage correspondant à 60 coups/couche. Le sol compacté avec une énergie de 3 coups/ couche a toujours une structure ouverte avec un indice des vides relativement élevé, facilitant la migration des particules fines d'un niveau à l'autre dans l'échantillon de sol. Quand le sol est compacté avec 60 coups/couche le conduisant à l'état dense, et la destruction des liens intergranulaires et le mouvement des particules fines deviennent relativement difficiles, aussi l'augmentation du frottement entre les particules augmentera la résistance au cisaillement[90][101].

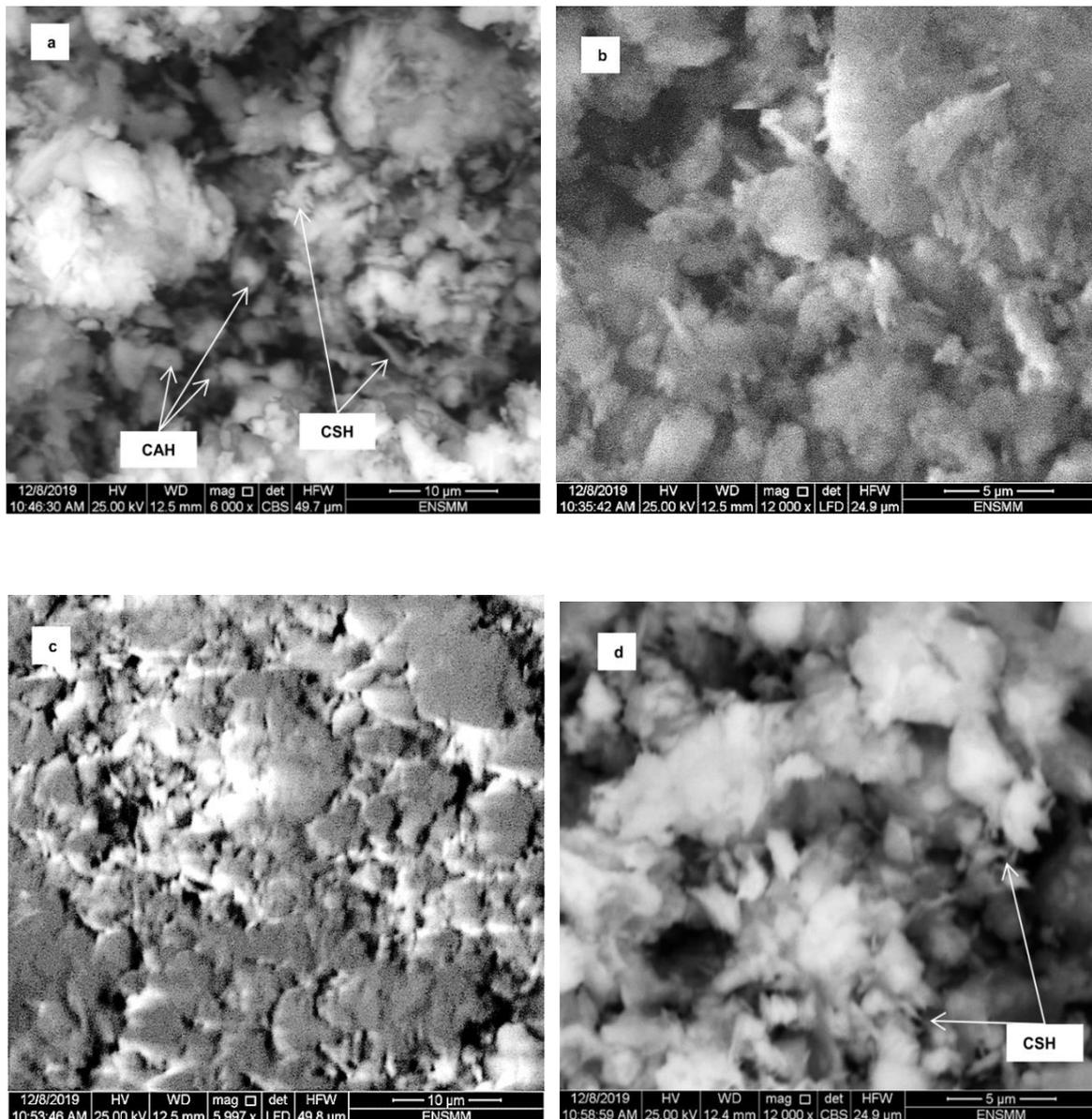


Figure 51. Microscopie électronique à balayage (MEB) et microanalyse par rayons X dispersifs en énergie (EDM) de couches traitées (a, b) 3 coups/couche, (c, d) 60 coups/couche

En comparant les figure 51 et 52, la différence du nombre d'agglomérations est claire, due à la formation de C-S-H et C-A-H. De plus, en comparant la figure 51(b) avec la figure 51(d), et la figure 4.52(f) avec la figure 52(h), l'effet de l'énergie de compactage est bien observé.

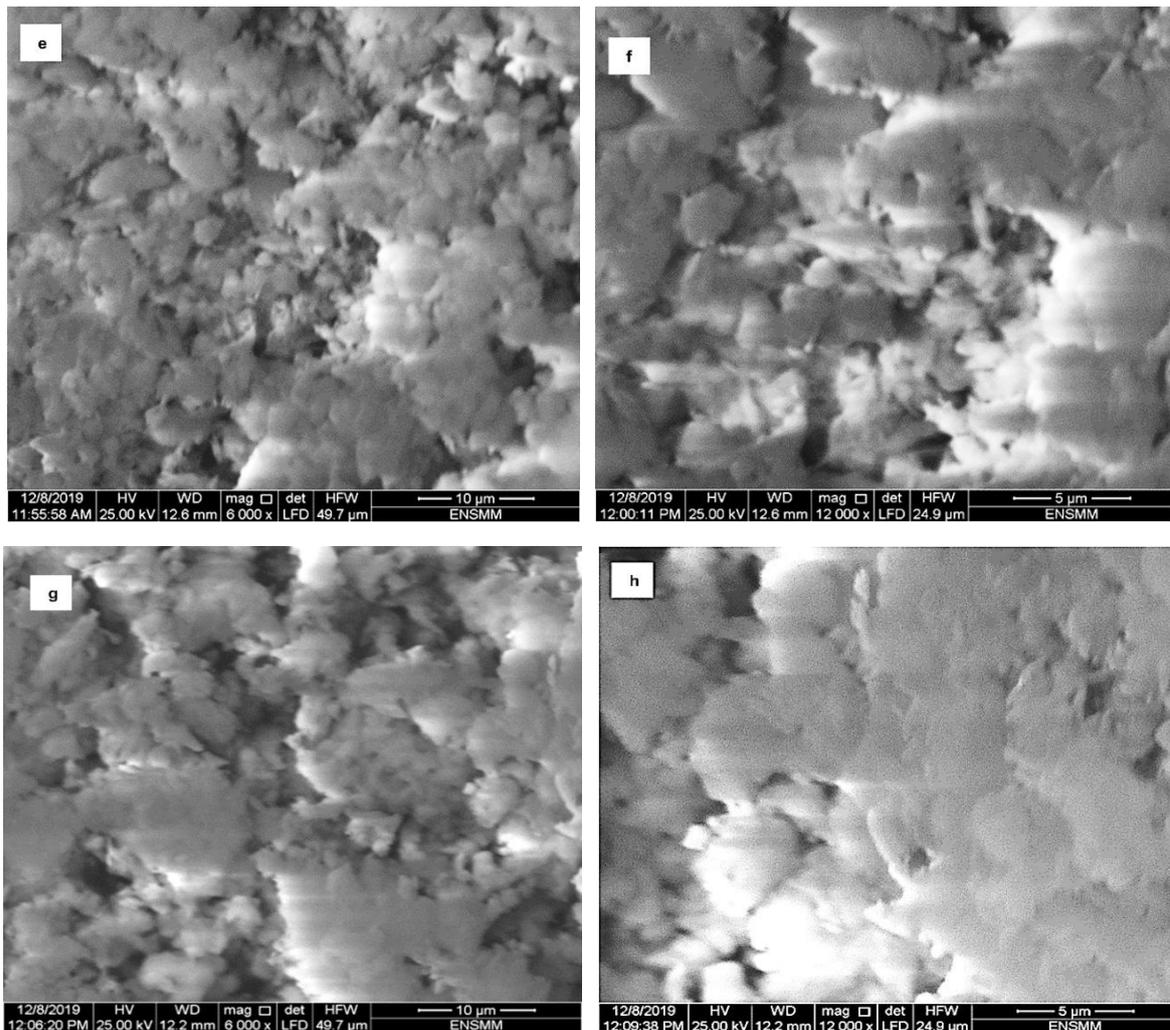


Figure 52. Microscopie électronique à balayage (SEM) et microanalyse aux rayons X dispersifs en énergie (EDM) du sol traité avec 15% de stabilisant e, f) 3 coups/couche, g, h) 60 coups/couche

6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a analysé les résultats réalisés au laboratoire sur un sol reconstitué et traité par différentes techniques et différents types de matériaux. On a constaté que le potentiel d'affaissement est influencé par la teneur en fibres distribuées aléatoirement. Il est affecté aussi par la teneur en ciment et l'énergie de compactage appliquée. Pour la deuxième technique de traitement avec le mélange de coquille d'œufs calcinée et le laitier de haut fourneau, la quantité de ce mélange ajoutée au sol affaissable a une grande influence sur le potentiel d'affaissement, et si on combine l'ajout de ce mélange avec le compactage, on peut avoir un sol non affaissable. Alors, cette technique de traitement est très fiable pour améliorer le comportement du sol affaissable.

Conclusion générale et perspectives

CONCLUSION GENERALE

Pour préserver l'environnement de la pollution résultant de l'utilisation de bouteilles en plastique jetées dans la nature, les fibres de polyéthylène sont en général utilisées plutôt que les fibres de sisal car ces dernières ne nuisent pas à l'environnement. Le renforcement d'un sol affaissable avec des fibres de polyéthylène a réduit le potentiel d'affaissement jusqu'à 44%. Le but de cette investigation est d'améliorer le comportement d'un sol affaissable avec l'inclusion de fibres de sisal et de fibres de polyéthylène et de traiter ce sol renforcé avec l'addition de ciment et la technique de compactage. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La combinaison du renforcement du sol affaissable par fibres, et de la technique de compactage était nécessaire parce que le potentiel d'affaissement était encore relativement élevé.
- Pour réduire le potentiel d'affaissement, la teneur en ciment donnée et les fibres de PE ou les fibres de sisal ont été mélangées au sol. L'addition du Ciment Portland Artificiel (CPA) mélangé avec les fibres de PE a réduit le CP jusqu'à environ 60%, et a diminué le CP jusqu'à environ 52% pour les fibres de sisal.
- Pour avoir un sol non affaissable, il est nécessaire de réduire le CP à une valeur raisonnable. Dans ce cas, le ciment et la technique de compactage sont combinés avec le renforcement par des fibres de PE. L'ajout de Ciment Portland Artificiel (CPA) avec une énergie de compactage de 60 coups /couche a diminué le CP à environ 95% pour les fibres PE (CP = 0,9%).
- Afin de réduire davantage le potentiel d'affaissement, l'énergie de compactage appliquée aux échantillons qui sont préparés par le mélange de sable argileux avec des fibres de sisal et du ciment. Dans ce cas, la valeur de CP a diminué à 0,69%. Par conséquent, on peut conclure qu'il n'y a pas de problème d'affaissement selon la classification de Jennings et Knight [62].
- Ces résultats confirment l'efficacité du compactage, du ciment et des fibres de sisal ou de polyéthylène sur les paramètres intrinsèques. De plus, la cohésion du sol affaissable est beaucoup plus sensible à l'humidification que son angle de friction et on pense qu'elle est responsable de l'augmentation ou de la diminution de la résistance au cisaillement du sol affaissable après humidification.

-La coquille d'œuf calcinée peut remplacer la chaux qui contribue largement à la réduction de l'émission du dioxyde de carbone. Le mélange COC-LGBF s'est avéré être une bonne technique pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols affaissables. Cette amélioration est significative de telle manière qu'elle permette d'obtenir un sol non affaissable. Elle augmente la cohésion (c) et diminue le potentiel d'affaissement (CP), mais elle a un faible effet sur l'angle de friction interne (ϕ). Les résultats ont également indiqué que cette amélioration est due à la présence de liaisons adhésives (C-S-H et C-A-H) entre les particules dans la matrice du sol traité.

- L'utilisation de 15% de stabilisateur peut diminuer le potentiel d'affaissement jusqu'à 95%. Dans cette étude, il a également été remarqué que l'utilisation d'une faible teneur de stabilisateur peut donner un résultat acceptable, ce qui prouve l'aspect économique de ce stabilisateur.

-Le traitement du sol affaissable dépend à la fois de la teneur en eau initiale et de l'énergie de compactage, où l'affaissement du sol diminue lorsque l'énergie de compactage est augmentée.

-La coquille d'œuf et les scories se retrouvent dans l'élimination des déchets et sont nuisibles à l'environnement. Pour préserver notre planète de ces types d'agents de pollution, ils peuvent être utilisés comme traitement pour les sols affaissables.

-Ainsi, le développement durable est atteint, en réalisant un équilibre entre le système environnemental, économique, social et technologique. Dans ce contexte, notre recherche de traitement des sols affaissables a été effectuée.

Il serait préférable de compléter cette étude dans le futur par une autre étude, à savoir la modélisation numérique de l'affaissement d'un sol traité avec des fibres de polyéthylène, des fibres de sisal, un mélange de laitier de haut fourneau et de coquille d'œuf calciné en utilisant le logiciel Plaxis et le logiciel FLAC^{2D}.

Références Bibliographique

- [1] W. K. Tong, *Introduction to Clay Minerals*. 2000.
- [2] P. F. Kerr, "Formation and occurrence of clay minerals," *Clays Clay Miner.*, vol. 1, no. 1, pp. 19–32, 1952.
- [3] C. Klein and C. S. Hurlbut, "Systematic mineralogy part IV: Silicates," *Man. Mineral.*, pp. 366–467, 1993.
- [4] D. G. Schulze, "An introduction to soil mineralogy," *Soil Mineral. with Environ. Appl.*, vol. 7, pp. 1–35, 2002.
- [5] B. Sarkar, M. Singh, S. Mandal, G. J. Churchman, and N. S. Bolan, "Clay minerals—Organic matter interactions in relation to carbon stabilization in soils," in *The future of soil carbon*, Elsevier, pp. 71–86, 2018.
- [6] D. L. Perry, *Handbook of inorganic compounds*. CRC press, 2016.
- [7] Hideomi Grim, R. E. and Kodama, "clay mineral.," *Encyclopedia Britannica*. 2014.
- [8] "What is Vermiculite? What is it used for?," 2021. <https://www.trees.com/gardening-and-landscaping/vermiculite>.
- [9] R. A. Schoonheydt, C. T. Johnston, M. F. Brigatti, and A. Mottana, "The surface properties of clay minerals," *Layer. Struct. their Appl. Adv. Technol.*, vol. 11, pp. 337–373, 2011.
- [10] K. Verburg and P. Baveye, "Hysteresis in the binary exchange of cations on 2: 1 clay minerals: a critical review," *Clays Clay Miner.*, vol. 42, no. 2, pp. 207–220, 1994.
- [11] G. Kahr and F. T. Madsen, "Determination of the cation exchange capacity and the surface area of bentonite, illite and kaolinite by methylene blue adsorption," *Appl. Clay Sci.*, vol. 9, no. 5, pp. 327–336, 1995.
- [12] N. A. Ali, "Performance of partially replaced collapsible soil—Field study," *Alexandria Eng. J.*, vol. 54, no. 3, pp. 527–532, 2015.
- [13] C. D. F. Rogers, "Types and distribution of collapsible soils," in *Genesis and properties of collapsible soils*, Springer, pp. 1–17, 1995.
- [14] J. E. & K. Jennings K, "Recent experiences with the consolidation test as a means of identifying conditions of heaving or collapse of foundations on partially saturated soils," *Civ. Eng. Siviele Ingenieurswese*, vol. no. 2, pp. 121–124, 1957, 1957.
- [15] W. G. Holt, "Settlement of soil foundation due to saturation," in *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE.*, vol. 1, pp. 673–679, 1961.
- [16] J. B. Burland, "Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Party Saturated Soils," *Moisture equilibria moisture Chang. soils beneath Cover. areas*, pp. 270–278, 1965.
- [17] J. H. Dudley, "Review of collapsing soils," *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 96, no. 3, pp. 925–947, 1970.
- [18] L. Barden, A. McGown, and K. Collins, "The collapse mechanism in partly saturated soil," *Eng. Geol.*, vol. 7, no. 1, pp. 49–60, 1973.
- [19] J. K. Mitchell and K. Soga, "Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons,

- Inc,” *New York*, 1993.
- [20] A. Casagrande, “The structure of clay and its importance in foundation engineering,” *Bost. Soc. Civ. Eng. J.*, 1932.
- [21] G. D. Aitchison and I. Donald, “Effective stresses in unsaturated soils,” 1956.
- [22] S. P. Clemence and A. O. Finbarr, “Design considerations for collapsible soils,” *J. Geotech. Eng. Div.*, vol. 107, no. 3, pp. 305–317, 1981.
- [23] J. B. Burland, “The yielding and dilation of clay,” *Corresp. Géotechnique*, vol. 15, no. 1, pp. 211–214, 1965.
- [24] J. K. Mitchell and K. Soga, *Fundamentals of soil behavior*, vol. 3. John Wiley & Sons New York, 2005.
- [25] K. Collins, “A scanning electron microscopy study of natural engineering soil.” University of Strathclyde, 1978.
- [26] R. Tadepalli, H. Rahardjo, and D. G. Fredlund, “Measurements of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soil,” *Geotech. Test. J.*, vol. 15, no. 2, pp. 115–122, 1992.
- [27] A. Assadi Langroudi, “Micromechanics of collapse in loess.” University of Birmingham, 2014.
- [28] J.Feda, “Collapse of loess upon wetting,” *Eng. Geol.*, vol. 25, no. 2–4, pp. 263–269, 1988.
- [29] V. I. Osipov and V. N. Sokolov, “Factors and mechanism of loess collapsibility,” in *Genesis and properties of collapsible soils*, Springer, pp. 49–63, 1995.
- [30] I. Smalley and S. Ng’ambi, “Problems with collapsible soils: Particle types and inter-particle bonding,” *Open Geosci.*, vol. 11, no. 1, pp. 829–836, 2019.
- [31] E. C. Lawton, R. J. Fragaszy, and M. D. Hetherington, “Review of wetting-induced collapse in compacted soil,” *J. Geotech. Eng.*, vol. 118, no. 9, pp. 1376–1394, 1992.
- [32] L. Steadman, “Collapse settlement in compacted soils of variable fines content.” Washington State University, 1987.
- [33] V. Dakshanamurthy, “A stress-controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays,” *Geotech. Test. J.*, vol. 2, no. 1, pp. 57–60, 1979.
- [34] J. Jacky, “Pressure in soils,” in *Proceedings of the 2nd International Conference of Soil Mechanic and Foundation Engineering, Rotterdam, The Netherlands*, pp. 21–30, 1948.
- [35] H. J. Gibbs and J. P. Bara, “Stability problems of collapsing soil,” *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 93, no. 4, pp. 577–594, 1967.
- [36] J.-M. Antoine, B. Desailly, and A. Peltier, “Sources historiques et problématiques de recherche en géographie des risques naturels,” *Géocarrefour*, vol. 2009, no. 4, pp. 229–239, 2009.
- [37] A. A. S. Alfi, “Mechanical and electron optical properties of a stabilized collapsible soil in tucson, arizona (microscopy, lime-stabilization).” The University of Arizona, 1984.

- [38] T. Ayadat and A. Gherabli, “Traitement des sols affaissables par du ciment CPA,” in *Annales de l’Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, no. 530 (SF-224), 1995.
- [39] M. Y. Fattah, M. A. Al-Neami, and A. S. Al-Suhaily, “Strength improvement of soft soil treated using stone columns,” *Eng. Technol. J.*, vol. 33, no. 8, pp. 1740–1756, 2015.
- [40] N. Al-Obaidy, “Treatment of collapsible soil using encased stone columns.” University of Birmingham, 2017.
- [41] M. S. Pereira *et al.*, “Performance evaluation of a collapsible soil reinforced with compacted lateritic soil columns,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 145, no. 9, p. 4019055, 2019.
- [42] K. M. Rollins and J. Kim, “Dynamic compaction of collapsible soils based on US case histories,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 136, no. 9, pp. 1178–1186, 2010.
- [43] S.-J. Feng, F.-L. Du, Z.-M. Shi, W.-H. Shui, and K. Tan, “Field study on the reinforcement of collapsible loess using dynamic compaction,” *Eng. Geol.*, vol. 185, pp. 105–115, 2015.
- [44] C. Gao, G. Du, S. Liu, D. Zhang, K. Zhang, and B. Zeng, “Field study on the treatment of collapsible loess using vibratory probe compaction method,” *Eng. Geol.*, vol. 274, p. 105715, 2020.
- [45] J. H. Guo, H. J. Sun, and B. M. Wang, “Experimental research on application of dynamic compaction for the treatment of collapsible loess foundation,” in *Applied mechanics and materials*, vol. 638, pp. 441–444, 2014.
- [46] M. Y. Fattah, H. H. M. Al-Musawi, and F. A. Salman, “Treatment of collapsibility of gypseous soils by dynamic compaction,” *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 30, no. 6, pp. 1369–1387, 2012.
- [47] Y. Mei *et al.*, “Field test study on dynamic compaction in treatment of a deep collapsible loess foundation,” *Bull. Eng. Geol. Environ.*, vol. 80, no. 10, pp. 8059–8073, 2021.
- [48] B. Yang *et al.*, “Strength characteristics of modified polypropylene fiber and cement-reinforced loess,” *J. Cent. South Univ.*, vol. 24, no. 3, pp. 560–568, 2017.
- [49] S. Bellil, K. Abbeche, and O. Bahloul, “Treatment of a collapsible soil using a bentonite-cement mixture,” *Stud. Geotech. Mech.*, vol. 40, no. 4, pp. 233–243, 2018, doi: 10.2478/sgem-2018-0042.
- [50] J. M. Sarli, F. Hadadi, and R.-A. Bagheri, “Stabilizing geotechnical properties of loess soil by mixing recycled polyester fiber and nano-SiO₂,” *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 38, no. 2, pp. 1151–1163, 2020.
- [51] M. Ayseldeen, W. Azzam, and M. G. Arab, “The Use of Fiber to Improve the Characteristics of Collapsible Soil Stabilized with Cement,” *Geotech. Geol. Eng.*, pp. 1–13, 2021.
- [52] F. Sabbaqzade, M. Keramati, H. Moradi Moghaddam, and P. Hamidian, “Evaluation of the mechanical behaviour of cement-stabilised collapsible soils treated with natural fibres,” *Geomech. Geoengin.*, pp. 1–16, 2021.

- [53] I. Jefferson, D. Evstatiev, and D. Karastanev, "The treatment of collapsible loess soils using cement materials," in *GeoCongress 2008: Geosustainability and Geohazard Mitigation*, pp. 662–669, 2008.
- [54] A. M. O. Mohamed and M. M. El Gamal, "Treatment of collapsible soils using sulfur cement," *Int. J. Geotech. Eng.*, vol. 6, no. 1, pp. 65–77, 2012, doi: 10.3328/IJGE.2012.06.01.65-77.
- [55] M. Y. Fattah, M. M. Al-Ani, and M. T. A. Al-Lamy, "Studying collapse potential of Gypseous soil treated by grouting," in *Soils and Foundations*, vol. 54, no. 3, pp. 396–404, 2014, doi: 10.1016/j.sandf.2014.04.008.
- [56] M. Zamanian and F. Qahremani, "Investigating the effect of Portland cement and Nano-clay on the collapse potential and consolidation indexes of the collapsible soil," *Amirkabir J. Civ. Eng.*, vol. 52, no. 6, pp. 1439–1454, 2020.
- [57] M. Arabani and B. A. Lasaki, "Behavior of a Simulated Collapsible Soil Modified with XPS-Cement Mixtures," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 35, no. 1, pp. 137–155, 2017, doi: 10.1007/s10706-016-0092-9.
- [58] S. M. Haeri, A. Akbari Garakani, H. R. Roohparvar, C. S. Desai, S. M. H. Seyed Ghafouri, and K. Salemi Kouchesfahani, "Testing and constitutive modeling of lime-stabilized collapsible loess. I: experimental investigations," *Int. J. Geomech.*, vol. 19, no. 4, p. 4019006, 2019.
- [59] A. Daraei *et al.*, "Stabilization of problematic soil by utilizing cementitious materials," *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 4, no. 1, pp. 1–11, 2019.
- [60] H. Bahmyari, M. Ajdari, A. Vakili, and M. H. Ahmadi, "The Role of the Cement, Lime, and Natural Pozzolan Stabilizations on the Mechanical Response of a Collapsible Soil," *Transp. Infrastruct. Geotechnol.*, pp. 1–21, 2021.
- [61] M. A. Sakr, A. Nasr, and D. Asal, "Behavior of collapsible soils improved by fly ash and cement kiln dust," *J. Eng. Res.*, vol. 4, no. December, pp. 20–25, 2020.
- [62] W. A. M. Ogila and M. E. Eldamarawy, "Use of Cement Kiln Dust for Improving the Geotechnical Properties of Collapsible Soils," *Indian Geotech. J.*, pp. 1–16, 2021.
- [63] B. N. Sisakht, E. Nikooee, G. Habibagahi, and A. Niazi, "Stabilisation of collapsible soils: a biological technique," 2015.
- [64] M. Ayeldeen, W. Azzam, and M. Siragy, "Geotechnical Characteristics of Fiber Cemented Collapsible Soil," *Life Sci. J.*, vol. 16, no. 9, 2019.
- [65] B. Iranpour, "The influence of nanomaterials on collapsible soil treatment," *Eng. Geol.*, vol. 205, pp. 40–53, 2016.
- [66] A. Hosseini, S. M. Haeri, S. Mahvelati, and A. Fathi, "Feasibility of using electrokinetics and nanomaterials to stabilize and improve collapsible soils," *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, vol. 11, no. 5, pp. 1055–1065, 2019.
- [67] S. M. Haeri and A. Valishzadeh, "Evaluation of Using Different Nanomaterials to Stabilize the Collapsible Loessial Soil," *Int. J. Civ. Eng.*, vol. 19, no. 5, pp. 583–594, 2021.
- [68] M. Zimbaro, L. Ercoli, M. C. Mistretta, R. Scaffaro, and B. Megna, "Collapsible intact soil stabilisation using non-aqueous polymeric vehicle," *Eng. Geol.*, vol. 264, p. 105334, 2020.

- [69] M. S. Nouaouria, O. Harireche, and A. Rouaiguia, “Comportement de l’affaissement de loess,” *Ann. du bâtiment des Trav. publics*, no. 3, pp. 37–41, 2002.
- [70] S. Adjabi, M. S. Nouaouria, and C. Betehi, “Effect of reinforcement fibers on the collapse potential of clayey sands,” in *MATEC Web of Conferences*, vol. 149, , 2018 doi: 10.1051/mateconf/201714901034.
- [71] S. J. Lee and S. H. Oh, “Fabrication of calcium phosphate bioceramics by using eggshell and phosphoric acid,” *Mater. Lett.*, vol. 57, no. 29, pp. 4570–4574, 2003.
- [72] C. Balázs, F. Wéber, Z. Kövér, E. Horváth, and C. Németh, “Preparation of calcium–phosphate bioceramics from natural resources,” *J. Eur. Ceram. Soc.*, vol. 27, no. 2–3, pp. 1601–1606, 2007.
- [73] Z. Wei, C. Xu, and B. Li, “Application of waste eggshell as low-cost solid catalyst for biodiesel production,” *Bioresour. Technol.*, vol. 100, no. 11, pp. 2883–2885, 2009.
- [74] J. L. Provis, A. Palomo, and C. Shi, “Advances in understanding alkali-activated materials,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 78, pp. 110–125, 2015.
- [75] W. Wang, S. Wang, X. Ma, and J. Gong, “Recent advances in catalytic hydrogenation of carbon dioxide,” *Chem. Soc. Rev.*, vol. 40, no. 7, pp. 3703–3727, 2011.
- [76] A. Bougara, C. Lynsdale, and K. Ezziane, “Activation of Algerian slag in mortars,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 1, pp. 542–547, 2009.
- [77] M. Behim, M. Cyr, and P. Clastres, “Physical and chemical effects of El Hadjar slag used as an additive in cement-based materials,” *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 15, no. 10, pp. 1413–1432, 2011.
- [78] T. Ayadat, M. Dahili, and K. M. H. Ahmed, “Traitement d’un sol effondrable par un liant hydrocarboné (bitume),” *Rev. française géotechnique*, no. 85, pp. 57–64, 1998.
- [79] Y. M. Abelev, “The essentials of designing and building on microporous soils,” *Stroital Naya Promyshlemast*, vol. 10, 1948.
- [80] J. E. Jennings, “A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse” of grain structure.,” 1975.
- [81] M. S. Nouaouria, M. Guenfoud, and B. Lafifi, “Engineering properties of loess in Algeria,” *Eng. Geol.*, vol. 99, no. 1–2, pp. 85–90, 2008.
- [82] K. J. Northmore *et al.*, “On-site characterisation of loessic deposits in Kent, UK,” *Proc. Inst. Civ. Eng. Eng.*, vol. 161, no. 1, pp. 3–17, 2008.
- [83] S. Adjabi, M. S. Nouaouria, and W. Djebabla, “Treatment of Collapsible Soils with Granulated Blast Furnace Slag and Calcined Eggshell Waste,” *Civ. Environ. Eng. Reports*, vol. 31, no. 2, 2021.
- [84] A. Souhila and N. M. Salah, “Behaviour of cemented and compacted clayey sand reinforced with two types of fibers,” *Sel. Sci. Pap. Civ. Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 87–103, 2021.
- [85] A. Standard, “D2850, 03a (2007),” Standard Test Methods for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003, DOI: 10.1520/D2850-03AR07.” 2007.

- [86] A. El Howayek, P.-T. Huang, R. Bisnett, and M. C. Santagata, “Identification and behavior of collapsible soils,” Purdue University. Joint Transportation Research Program, 2011.
- [87] J. Prabakar and R. S. Sridhar, “Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 16, no. 2, pp. 123–131, 2002.
- [88] M. S. Ouf, “Effect of using pozzolanic materials on the properties of Egyptian soils,” *Life Sci. J.*, vol. 9, no. 1, pp. 554–560, 2012.
- [89] A. S. A. Rashid, R. Kalatehjari, N. M. Noor, H. Yaacob, H. Moayedi, and L. K. Sing, “Relationship between liquidity index and stabilized strength of local subgrade materials in a tropical area,” *Measurement*, vol. 55, pp. 231–237, 2014.
- [90] B. B. K. Huat, A. A. Aziz, F. H. Ali, and N. A. Azmi, “Effect of wetting on collapsibility and shear strength of tropical residual soils,” *Electron. J. Geotech. Eng.*, vol. 13, pp. 1–44, 2008.
- [91] K. Abbeche, T. Ayadat, and A. Lahmadi, “Traitement d’un sol à effondrement brusque par la chaux lime stabilisation of a collapsible soil,” *Conf. Séminaire Int. Innov. Valoris. dans le Génie Civ. (INVACO1)At Hammamet, Tunis.*, 2009.
- [92] A. Firoozfar and M. Dousti, “Kerman collapsible clay amendment by lime, bentonite, and nano silica,” *Mag. Civ. Eng.*, vol. 90, no. 6, 2019.
- [93] A. A. AlShaba, T. M. Abdelaziz, and A. M. Ragheb, “Treatment of collapsible soils by mixing with iron powder,” *Alexandria Eng. J.*, vol. 57, no. 4, pp. 3737–3745, 2018.
- [94] H. Ziani, K. Abbèche, I. Messaoudene, and L. J. Andrade Pais, “Treatment of Collapsible Soils by Additions of Granulated Slag and Natural Pozzolan,” *KSCE J. Civ. Eng.*, vol. 23, no. 3, pp. 1028–1042, 2019, doi: 10.1007/s12205-019-0051-0.
- [95] J. M. Kinuthia, S. Wild, and G. I. Jones, “Effects of monovalent and divalent metal sulphates on consistency and compaction of lime-stabilised kaolinite,” *Appl. Clay Sci.*, vol. 14, no. 1–3, pp. 27–45, 1999.
- [96] K. Abbeche, O. Bahloul, T. Ayadat, and A. Bahloul, “Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method,” in *Geotechnical Special Publication*, 2010, no. 202 GSP, pp. 69–78, doi: 10.1061/41103(376)10.
- [97] O. Bahloul, K. Abbeche, A. Bahloul, and A. Halitim, “Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils,” *Malaysian J. Civ. Eng.*, vol. 26, no. 2, 2014.
- [98] R. M. Nidzam and J. M. Kinuthia, “Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag—a review,” *Proc. Inst. Civ. Eng. Mater.*, vol. 163, no. 3, pp. 157–165, 2010.
- [99] P. Sherwood, *Soil stabilization with cement and lime*. 1993.
- [100] M. Tajdini, M. H. Bonab, and S. Golmohamadi, “An experimental investigation on effect of adding natural and synthetic fibres on mechanical and behavioural parameters of soil–cement materials,” *Int. J. Civ. Eng.*, vol. 16, no. 4, pp. 353–370, 2018.
- [101] A. Sathonsaowaphak, P. Chindaprasirt, and K. Pimraksa, “Workability and strength of lignite bottom ash geopolymer mortar,” *J. Hazard. Mater.*, vol. 168, no. 1, pp. 44–50, 2009.